



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Escavações subterrâneas em meio urbano:

Túnel do Seixo Alvo

Ricardo Jorge Gomes de Oliveira



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Escavações subterrâneas em meio urbano:

Túnel do Seixo Alvo

Ricardo Jorge Gomes de Oliveira

1970944

Projecto apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizado sob a orientação do Engº Carlos Galiza, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.

Júri

Presidente

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva
Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Engenheiro António Carlos Reis Galiza Carneiro
Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Mestre Luís Carlos Correia Ramos
Departamento de Controlo Operacional, MonteAdriano Agregados SA
Assistente Convidado, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Aos meus Avós...

.

Agradecimentos

São devidos agradecimentos:

Ao Professor Carlos Galiza pelo fascínio inculcado e ensinamentos sobre trabalhos subterrâneos, ao longo do meu percurso académico.

Aos engenheiros Faria Costa e António Matos, pelo apoio nestes últimos 2 anos.

Aos colegas e amigos que me apoiaram e ajudaram no desenvolvimento deste projecto, nomeadamente à Eng.^a Patrícia Moreira, Eng.^a Juliana Mendes Dr.^a. Ana Almeida e Eng. Carlos Ferreira.

Palavras-chave

Túneis urbanos, escavação, suporte, observação e incidentes geotécnicos

Resumo

As obras subterrâneas têm actualmente maior relevância, sobretudo em meios urbanos e são, desde a fase de estudo até à sua execução, projectos tecnicamente complexos, exigentes e interessantes. O meio em que a obra subterrânea está inserida condiciona, quer na fase de estudo quer no desenvolvimento dos trabalhos, as opções técnicas e representa um desafio constante para todos os intervenientes. São poucos os técnicos que têm a oportunidade de acompanhar e apreender o conhecimento envolvido nestas obras, pelo que é importante que toda a experiência adquirida seja registada e se possível transmitida. Pela sua formação e vocação, os engenheiros geotécnicos desempenham um papel de destaque nestes empreendimentos, onde o conhecimento e a sensibilidade técnica, associados à experiência em trabalhos semelhantes, são factores determinantes para atingir os objectivos propostos. Com este trabalho pretende-se caracterizar, valorizar, analisar e concluir sobre as várias etapas desenvolvidas na construção do túnel de Seixo Alvo, enquadrado na Concessão do Douro Litoral. Realizou-se uma apreciação do estado da arte e apresenta-se o túnel do Seixo Alvo como caso de estudo, onde se evidencia a importância do estudo e observação da obra e do meio em que está inserida, caracteriza os métodos e processos construtivos implementados e propostos, analisa os incidentes ocorridos e valoriza os trabalhos executados. Por último conclui-se sobre as técnicas, os custos e os rendimentos obtidos.

Keywords

Urban tunnels, excavation, support, observation and geotechnical incidents

Abstract

The underground structures are currently more relevant, especially in urban areas and are, from the study phase to implementation, projects technically complex, demanding and interesting. Technical options are conditioned by the area in which the project is to be implemented, whether in its study phase or throughout its construction, and it represents a constant challenge for all the intervenient. Few are the technicians who have the opportunity to absorb and understand the knowledge involved in these tasks, so it is important to keep a record of the whole experience to transmit it. Due to their training, the geotechnical engineers play a prominent role in these developments, where the knowledge and technical ability, along with other similar experiences, are crucial to achieve the goals set. This paper aims to exemplify, examine and list the multiple steps taken in the construction of Seixo Alvo's tunnel, regarding the Douro Litoral concession. We present this tunnel as a case study, highlighting the importance of observation and study of the surrounding areas, describing the methods and construction processes implemented, considering the incidents and the tasks done. At last, this paper lists the techniques, the costs and the income obtained.

Índice geral

Agradecimentos.....	ix
Resumo.....	xi
Abstract.....	xiii
1 Enquadramento geral e específico	3
1.1 Introdução geral	3
1.2 objectivos	4
2 Estado da arte: Escavações subterrâneas em meio urbano.....	7
2.1 Resenha histórica	7
2.2 Obras subterrâneas em meio urbano	9
2.3 Bases gerais de concepção.....	11
2.4 Prospekção geotécnica.....	14
2.4.1 Ensaio de carga pontual	16
2.4.1.1 Ensaio diametral.....	16
2.4.1.2 Ensaio axial	16
2.4.1.3 Ensaio em blocos e fragmentos irregulares	17
2.4.1.4 Índice de carga pontual.....	17
2.4.1.5 Cálculo do valor médio.....	18
2.4.1.6 Cálculo do índice de anisotropia	19
2.4.1.7 Resistência à compressão uniaxial	19
2.5 Classificações geomecânicas	19
2.5.1 Sistema Rock Mass Rating - RMR	21
2.5.2 Sistema Q	25
2.5.3 Sistema GSI.....	30
2.6 Observação de obras geotécnicas.....	34
2.6.1 Introdução	34
2.6.2 Plano de observação	36
2.6.3 Selecção e instalação de equipamento	37

2.6.4	Principais instrumentos e princípios de funcionamento	39
2.6.4.1	Alvos topográficos	39
2.6.4.2	Marcas de nivelamento	39
2.6.4.3	Extensómetros	40
2.6.4.4	Inclinómetros	40
2.6.4.5	Piezómetros.....	41
2.6.4.6	Sismógrafos	41
2.6.5	Trabalhos preliminares.....	42
2.6.6	Localização da instrumentação e frequência de leituras	42
2.7	Análise de riscos	43
2.8	Escavação e suporte	45
2.8.1	“New Austrian Tunnelling Method” - NATM.....	45
2.8.2	Técnicas de escavação.....	47
2.8.3	Escavação com martelo hidráulico.....	48
2.8.4	Escavação com equipamento de ataque pontual	49
2.8.5	Cabeças roçadoras	50
2.8.5.1	Ferramenta de corte	53
2.8.5.2	Seleção do equipamento	56
2.8.6	Escavação com recurso a explosivos.....	62
2.8.7	Suporte primário	62
2.9	Incidentes geotécnicos.....	64
3	Caso de estudo: Túnel do Seixo Alvo.....	73
3.1	Localização e caracterização da obra	73
3.2	Prospecção geotécnica e ensaios de laboratório.....	76
3.3	Enquadramento geológico e geotécnico	76
3.3.1	Ambiente geológico geral	76
3.3.2	Geomorfologia	77
3.3.3	Hidrogeologia	78

3.3.4	Ensaio de carga pontual	79
3.3.5	Classificação geomecânica	81
3.3.6	Zonamento geotécnico	84
3.3.7	Parâmetros geomecânicos	87
3.3.8	Condições de execução previstas em projecto	88
3.4	Caracterização do meio e condicionalismos existentes	89
3.4.1	Edificado	90
3.4.2	Depósitos de combustível	94
3.4.3	Poço e minas	95
3.5	Escavação e suporte	97
3.5.1	Estratégia	97
3.5.2	Técnicas de escavação implementadas	98
3.5.3	Rendimentos	102
3.5.4	Suporte primário	103
3.5.4.1	Microestacas	104
3.5.4.2	Enfilagens	106
3.5.4.3	Pregagens	106
3.5.4.4	Cambotas	107
3.5.4.5	Betão projectado com fibras metálicas	108
3.6	Incidentes geotécnicos	110
3.6.1	Frente Poente Norte	110
3.6.1.1	Caracterização	110
3.6.1.2	Tratamento	111
3.6.1.3	Observação	112
3.6.1.4	Comentários	114
3.6.2	Frente Poente Sul	114
3.6.2.1	Caracterização	114
3.6.2.2	Tratamento	116

3.6.2.3	Observação.....	118
3.6.2.4	Comentários	121
3.7	Observação da obra	121
3.7.1	Monitorização de deslocamentos no corpo edificado	124
3.7.2	Monitorização dos deslocamentos à superfície.....	125
3.7.3	Monitorização dos deslocamentos internos	127
3.7.4	Monitorização piezométrica	128
3.7.5	Vibrações.....	131
3.7.6	Convergências	132
3.8	Proposta técnica de melhoria de rendimento de escavação	133
3.9	Análise económica	141
3.9.1	Custos directos	141
3.9.2	Custos indirectos	143
3.9.3	Custo da escavação e suporte	145
3.9.4	Custo dos incidentes geotécnicos	146
3.9.5	Custo da escavação com roçadora	147
4	Conclusões	153
4.1	Considerações finais.....	153
4.2	Perspectivas futuras	154
5	Referências bibliográficas.....	159

Anexos

Índice de Figuras

Figura 1 – (a) Túnel de Chão de Maçãs (mw2.google.com) e (b) Túnel de São Gotardo (www.swissinfo.ch)	8
Figura 2 - Os túneis mais extensos do mundo (Loureiro, 2008)	8
Figura 3 - Antes e depois do Túnel de Ceuta (bp.blogspot.com)	9
Figura 4 - Antes e depois do Túnel do Marquês (Loureiro, 2008)	9
Figura 5 - Directrizes da AITES (AITES, 2011)	10
Figura 6 - Temas a abordar na elaboração de projecto (adaptado AITES, 2011).....	11
Figura 7 - Temas a abordar na elaboração de projecto para concessões (adaptado AITES, 2011) .	12
Figura 8 – Relação benefício/custo dos métodos de prospecção (Falcão, 2004)	15
Figura 9 – Cálculo do $I_{S(50)}$ (ISRM, 1985)	17
Figura 10 – Correlação do diâmetro (ISRM, 1985)	18
Figura 11 – Correlação entre a resistência à carga pontual e a resistência à compressão uniaxial (ISRM, 1985).....	19
Figura 12 – Obtenção do índice RMR (adaptado de Miranda, 2007).....	22
Figura 13 – Ábaco para a determinação do período de estabilidade sem revestimento (Lauffer, 1988 in Miranda, 2007)	24
Figura 14 – Obtenção do índice de qualidade Q (adaptado de Miranda, 2007).....	25
Figura 15 – (a) Alvo topográfico autocolante e (b) leitura da marca nivelamento.....	39
Figura 16 – Extensómetro multiponto de 2 varas.....	40
Figura 17 – (a) Caixa de protecção da calha inclinométrica e (b) “torpedo”	41
Figura 18 – Sonda piezométrica	41
Figura 19 – (a) Sismógrafo digital (Vibracord VX) e (b) Registo sismográfico e sua interpretação..	42
Figura 20 – Roçadora Sandvik MR300 (Sandvik, 2011).....	50
Figura 21 – Escavadora hidráulica com cabeça roçadora (Sandvik, 2011).....	51
Figura 22 – Tipos de cabeças roçadoras, (a) axial e (b) transversal (adaptado de Jimeno, 2003)...	51
Figura 23 – Movimento efectuado pela cabeça axial e cabeça transversal (López, 2003)	52
Figura 24 – (a) Picas radiais e (b) tangenciais (Sandvik, 2011).....	53
Figura 25 – Constituição da ferramenta de corte (Sandvik, 2011)	54
Figura 26 – (a) Posicionamento das picas, ângulo de ataque, (b) ângulo de obliquidade, (c) ângulo de basculamento (Jimeno, 2003)	55
Figura 27 – Correlação entre energia específica de corte teórica e resistência à compressão (Jimeno, 2003).....	57

Figura 28 – Curvas de rendimento teórico para um equipamento com 300 KW de potência (Jimeno, 2003).....	58
Figura 29 – Relação entre a resistência à compressão e a energia específica para diversos graus de tenacidade (Jimeno, 2003).....	59
Figura 30 – Consumo de “picas” em função do coeficiente de abrasividade e resistência da rocha (Jimeno, 2003).....	61
Figura 31 – Elementos de suporte (adaptado de Hoek, 2001)	64
Figura 32 – Colapso no túneis de ligação ferroviária ao aeroporto de Heatrow, Londres (Clayton, 2008)	65
Figura 33 – Incidentes e colapsos na frente de escavação (adaptado de HSE, 1996)	67
Figura 34 – Colapso da caverna da estação de metro de Pinheiros em São Paulo, Brasil (Barton, 2008)	70
Figura 35 – Planta de localização (adaptado de Coba, 2009)	73
Figura 36 – Planta do Túnel de Seixo Alvo (adptado de Coba, 2009)	74
Figura 37 – Perfis longitudinais das galerias Norte e Sul (adaptado de Coba, 2009).....	74
Figura 38 – (a) Secção tipo I e (b) secção tipo II (adaptado de Coba, 2009)	75
Figura 39 - Extracto das Cartas Geológicas de Portugal 1/50 000, folhas 13-A Espinho e 13-B Castelo de Paiva (adaptado Coba, 2010)	77
Figura 40 – Diagrama de planos de diversos elementos/estruturas retirados da Carta Geológica e medidos na zona envolvente ao túnel (Coba, 2010).....	78
Figura 41 – (a) Engenho de corte UNIVERSAL B300 e (b) amostras e provetes.....	79
Figura 42 – (a) Equipamento de ensaio <i>ELE Point Apparatus</i> ”, modelo 77-0110 e (b) realização do ensaio	80
Figura 43 – Correlação entre as Zonas Geotécnicas e o GSI da fase de projecto de execução (Coba, 2009)	82
Figura 44 – Zonamento geotécnico da fase de projecto de execução da galeria Norte (Coba, 2009)	86
Figura 45 – Zonamento geotécnico da fase de projecto de execução da galeria Sul (Coba, 2009). 86	
Figura 46 – Zonamento geotécnico da fase de construção da galeria Norte	87
Figura 47 – Zonamento geotécnico da fase de construção da galeria Sul.....	87
Figura 48 – Zona de edificado vistoriado	91
Figura 49 – Instrumentação da Casa da Mina e do Fumeiro	92
Figura 50 – Instrumentação da Escola EB2-3 do Olival	92
Figura 51 – Instrumentação da Casa do Muro (emboquilhamento Nascente).....	93

Figura 52 – Instrumentação da Fanfarra do Olival (emboquilhamento Poente)	93
Figura 53 – Perfil transversal com a localização dos depósitos de combustível.....	94
Figura 54 – Marcas de nivelamento à superfície dos depósitos de combustível.....	95
Figura 55 – Representação gráfica do poço e galerias (Geoworks, 2010)	96
Figura 56 – <i>Gabarit</i> da 1ª Fase de escavação e utilização de escavadora hidráulica de 28 ton. e martelo de 2,5 ton.....	99
Figura 57 – (a) Aspecto e (b) representação da atitude predominante da xistosidade (adaptado Gomes L. et al, 2007).....	99
Figura 58 – (a) Representação da zona de alívio e (b) alargamento (Vilela, 2010).....	100
Figura 59 – Escavação com recurso a cabeça roçadora	101
Figura 60 – a) Execução do lança superior do chapéu duplo e b) Pormenor da coroa e bit piloto.....	104
Figura 61 – Execução de enfilagens	106
Figura 62 – (a) Aspecto de uma frente de escavação com pregagens de fibra de vidro e (b) enchimento de uma pregagem de atrito tipo “ <i>Swellex</i> ”	107
Figura 63 – Colocação e afinação da posição da cambota treliçada.....	108
Figura 64 – Projecção de betão.....	109
Figura 65 – (a) Corte ao Pk 0+773 (em espelho), (b) orientação das famílias que delimitam a queda de material (Coba, 2010).....	110
Figura 66 – Trabalhos de empalme da enfilagens lançadas para Sul nas treliças da 1ª fase (etapa 3)	112
Figura 67 – Evolução do nível piezométrico do CPZ2	113
Figura 68 – Evolução dos deslocamentos verificados no extensómetro E8 da secção PN4	113
Figura 69 – Evolução dos deslocamentos no extensómetro E9 da secção PN4	114
Figura 70 - (a) Corte ao Pk 0+670 (em espelho), (b) orientação das discontinuidades na frente de escavação (DLOE, 2010)	115
Figura 71 – Aspecto geral da frente Poente ao Pk 0+670 Sul após a queda de material	115
Figura 72 – Implantação (projecção) da queda de material à superfície.....	115
Figura 73 – Desvio de trânsito Rua do Estudante (a) e Rua Central do Olival (b).....	116
Figura 74 – (a) Recolocação de cambotas e (b) execução de enfilagens na frente de escavação	117
Figura 75 – Marcas de superfície da secção CS1 ao Pk 0+700	118
Figura 76 – Distância das fases de escavação em relação à secção CS1.....	118
Figura 77 – Deslocamentos na secção de convergências ao Pk 0+701.....	119
Figura 78 – Distância da secção de convergências ao Pk 0+701 à frente de escavação.....	119
Figura 79 – Deslocamentos nas marcas de convergência ao Pk 0+701	119

Figura 80 – Marcas de superfície na projecção à superfície da queda de material.....	120
Figura 81 – Deslocamentos nas marcas de superfície MT21 a MT24	120
Figura 82 – Deslocamentos nas marcas de superfície P1 a 14.....	120
Figura 83 – Planta geral de instrumentação (adaptado Coba, 2009)	122
Figura 84 – Secção tipo de instrumentação e secção de convergências da 1.ª fase de escavação (Coba, 2009)	122
Figura 85 – Deslocamentos acumulados no alvo AC5 na Casa da Mina	125
Figura 86 – Deslocamentos acumulados das marcas de nivelamento da secção NS2	126
Figura 87 – Distância das fases de escavação em relação à secção NS2	126
Figura 88 – Deslocamentos acumulados no extensómetro E7 na secção PN4.....	127
Figura 89 – Distância das fases de escavação em relação à secção NS2	127
Figura 90 – Deslocamentos acumulados no inclinómetro I5N	128
Figura 91 – Evolução do nível piezométrico PPZ2.....	129
Figura 92 - Evolução do nível piezométrico CPZ1	130
Figura 93 – Projecção da cota de fundo da mina de água na galeria Norte	130
Figura 94 – Projecção da mina de água na galeria Norte	131
Figura 95 – Evolução dos deslocamentos na secção de convergências ao Pk 0+780	132
Figura 96 – Evolução das marcas de convergência ao Pk 0+780	132
Figura 97 – Distância da frente de escavação à secção de convergência ao Pk 0+780	133
Figura 98 – Dimensões da cabeça roçadora MA520 (adaptado Sandvik, 2011).....	134

Índice de Quadros

Quadro 1 – Síntese dos estudos geológicos e geotécnicos para túneis (Oliveira 1994, in Loureiro 2008)	13
Quadro 2 – Modelos geológicos e geomecânicos (adaptado de Jimeno, 2003).....	14
Quadro 3 – Prospecção a desenvolver em obras subterrâneas (adaptado de Loureiro, 2008)	15
Quadro 4 – Aplicação do sistema RMR (adaptado Bieniawski, 1989 in Hoek 2007)	23
Quadro 5 – Recomendações de escavação e suporte com base nas classes do RMR (adaptado Bieniawski, 1989 in Hoek 27)	24
Quadro 6 – Obtenção do valor de RQD (adaptado de Barton, 2000)	26
Quadro 7 – Obtenção do valor de J_n (adaptado de Barton, 2000)	26
Quadro 8 – Obtenção do valor de J_r (adaptado de Barton, 2000).....	26
Quadro 9 – Obtenção do valor de J_a (adaptado de Barton, 2000)	27
Quadro 10 – Obtenção do valor de J_w (adaptado de Barton, 2000)	27
Quadro 11 – Obtenção do valor de SFR (adaptado de Barton, 2000)	28
Quadro 12 – Valores de ESR (adaptado de Barton, 2000)	29
Quadro 13 - Valores de ESR para túneis escavados com recurso a tuneladora (adaptado de Barton, 2000)	29
Quadro 14 - Ábaco para a determinação da categoria do suporte definitivo (adaptado de Miranda, 2007)	29
Quadro 15 – Estimativa dos valores de m_i (adaptado de Hoek, 1994)	30
Quadro 16 – Obtenção do valor de GSI (adaptado de Hoek, 2007).....	31
Quadro 17 – Orientações para a escolha do valor de D (adaptado de Hoek, 2007)	33
Quadro 18 – Obtenção do valor de GSI para maciços rochosos heterogêneos (adaptado Marinos e Hoek, 2000)	34
Quadro 19 – Objectivos da observação nas diversas fases da obra (adaptado de Jimeno, 2003) ..	35
Quadro 20 – Campo de aplicação do principais métodos e instrumentos (adaptado Arrais, 2008)	38
Quadro 21 – Localização dos instrumentos de observação (adaptado Arrais, 2008).....	43
Quadro 22 – Caixa de ferramentas do NATM (Gomes et al, 2007)	46
Quadro 23 – Resumos da comparação entre cabeças roçadoras (adaptado Gomes et al, 2007) ...	53
Quadro 24 – Constituição da ferramenta de corte	54
Quadro 25 – Previsão de rendimentos e desgaste de ferramenta de corte (Gomes et al,2007)	59
Quadro 26 – Coeficiente de eficiência (adaptado de Gomes et al,2007)	60
Quadro 27 - Coeficiente de tempo disponível para o desmonte efectivo (adaptado de Gomes et al,2007).....	60

Quadro 28 – Coeficiente de abrasividade em função da resistência à compressão da rocha (adaptado de Jimeno, 2003)	61
Quadro 29 – Tipos de suporte (adaptado de Gomes et al, 2007).....	62
Quadro 30 – Elementos de suporte de aplicação corrente (adaptado de Gomes et al, 2007, Coelho, 1996)	63
Quadro 31 – Resumo de incidentes/acidentes em túneis construídos em NATM entre 1973 e 1998 (adaptado de HSE, 1996 e Neto & Kochen, 2000 e Barton, 2008).....	66
Quadro 32 - Incidentes e colapsos em túneis construídos em NATM após 1994 (adaptado de Neto & Koen, 2000 e Barton, 2008).....	69
Quadro 33 – Prospecção geotécnica e ensaios de laboratório realizados	76
Quadro 34 – Resultados obtidos no ensaio de carga pontual - LPT.....	80
Quadro 35– Classificação geomecânica do maciço rochoso da fase de projecto de execução (Coba, 2009)	81
Quadro 36 – Caracterização das frentes da 1ª fase de escavação da frente Poente Norte entre Pk 0+850 e 0+800.....	83
Quadro 37 – Classificação geomecânica da fase 1 de escavação da frente Poente Norte entre Pk 0+850 e 0+800.....	84
Quadro 38 – Zonamento Geotécnico (adaptado Coba, 2009).....	85
Quadro 39 – Zonamento geotécnico, % estimada (Coba, 2009)	86
Quadro 40 – Zonamento geotécnico, % verificada	87
Quadro 41 - Parametrização das Zonas Geotécnicas.....	88
Quadro 42 - Parâmetros geomecânicos adoptados nas galerias Norte e Sul.....	88
Quadro 43 – Características da cabeça roçadora ATH75 da Voest-Alpine	100
Quadro 44 – Técnicas de escavação e rendimentos obtidos.....	101
Quadro 45 – Duração dos trabalhos de escavação e suporte primário	102
Quadro 46 – Rendimento dos trabalhos de escavação e suporte primário	103
Quadro 47 – Meios afectos à execução de microestacas	105
Quadro 48 – Meios afectos à execução de pregagens.....	107
Quadro 49 – Meios afectos à colocação de cambotas.....	108
Quadro 50 – Composição betão base projectado.....	109
Quadro 51 – Controlo de qualidade do betão projectado (Coba, 2009)	110
Quadro 52 – Resumo do tratamento realizado no incidente geotécnico da galeria Poente Norte	111
Quadro 53 - Resumo do tratamento realizado no incidente geotécnico da galeria Poente Sul ...	117

Quadro 54 – Espaçamento das secções de convergência (Coba, 2009)	123
Quadro 55 – Plano de frequência de medição (Coba, 2009)	123
Quadro 56 - Deslocamento verticais acumulados (mm) ao nível da abóbada (Coba, 2009).....	124
Quadro 57 – Deslocamentos acumulados na Casa da Mina	124
Quadro 58 – Deslocamentos acumulados nas marcas de superfície da secção de instrumentação NS2	126
Quadro 59 - Resumo do registo de vibrações das pegas de fogo	131
Quadro 60 – Resistência à compressão uniaxial média obtida com esclerómetro em função do zonamento geotécnico.....	133
Quadro 61 – Percentagem em quartzo em função do zonamento geotécnico (Coba, 2009)	134
Quadro 62 – Características técnicas da cabeça roçadora MA520 (adaptado Sandvik, 2011).....	134
Quadro 63 – Verificação da compatibilidade entre equipamentos	135
Quadro 64 – RQD estimado em obra	135
Quadro 65 – Cálculo do índice de cortabilidade do maciço rochoso.....	135
Quadro 66 – Cálculo do rendimento de corte instantâneo	136
Quadro 67 – Cálculo do rendimento corrigido	136
Quadro 68 – Cálculo do avanço diário previsto	137
Quadro 69 – Comparação entre rendimentos obtidos e previstos para a cabeça MA520	137
Quadro 70 – Características técnicas da cabeça roçadora MA620 (adaptado Sandvik, 2011).....	138
Quadro 71 – Verificação da compatibilidade entre a cabeça roçadora MA520 e a escavadora CAT 329LN	138
Quadro 72 – Verificação da compatibilidade entre a cabeça roçadora MA520 e a escavadora CAT336D	138
Quadro 73 - Cálculo do índice de cortabilidade do maciço rochoso	139
Quadro 74 – Cálculo do rendimento de corte instantâneo	139
Quadro 75- Cálculo do rendimento corrigido	139
Quadro 76 – Cálculo do avanço diário previsto	140
Quadro 77 – Comparação entre rendimentos obtidos e previstos para a cabeça MA620	140
Quadro 78 – Custo com equipas de trabalho	141
Quadro 79 – Custo com equipa complementar de trabalho	142
Quadro 80 – Custo (directo) com equipamento	142
Quadro 81 – Custo com materiais.....	143
Quadro 82 – Custos com equipa técnica.....	144
Quadro 83 – Custo (indirecto) com equipamento	144

Quadro 84 – Custos directos da escavação.....	145
Quadro 85 – Custos indirectos da escavação.....	145
Quadro 86 – Custo total da mão-de-obra	145
Quadro 87 – Custo total do equipamento	145
Quadro 88 – Custo total do material aplicado	145
Quadro 89 – Custo total da escavação.....	146
Quadro 90 – Custos directos e indirectos de mão-de-obra e equipamentos.....	146
Quadro 91 – Custo dos materiais aplicados no tratamentos do incidentes geotécnicos ocorridos	147
Quadro 92 – Custos totais do tratamento dos incidentes geotécnicos.....	147
Quadro 93 – Avanço máximo definido no projecto de execução	148
Quadro 94 – Duração previsível para a escavação da 1ª Fase, Poente Norte	148
Quadro 95 – Duração previsível para a escavação da 1ª Fase, Poente Sul.....	148
Quadro 96 – Duração previsível para a escavação da 1ª Fase, Nascente Norte.....	148
Quadro 97 – Duração previsível para a escavação da 1ª Fase, Nascente Sul	148
Quadro 98 – Comparação da duração da escavação obtida em obra e a estimada.....	149
Quadro 99 - Ganho teórico pela utilização da cabeça roçadora MA620	149

Índice de Fórmulas

[1] Cálculo da dimensão perpendicular ao eixo para provetes com lados não paralelos	17
[2] Cálculo do índice de carga pontual.....	17
[3] Cálculo da resistência de carga pontual	18
[4] Cálculo do factor de correcção	18
[5] Cálculo do factor de correcção para fragmentos irregulares	18
[6] Cálculo da área do provete	18
[7] Cálculo do diâmetro equivalente.....	18
[8] Cálculo do índice de qualidade Q	25
[9] Critério de resistência Hoek e Brown	30
[10] Critério de resistência Hoek e Brown generalizado.....	31
[11] Parâmetro m_b do critério de rotura	32
[12] Parâmetro s do critério de rotura.....	32
[13] Parâmetro a do critério de rotura	32
[14] Parâmetro m_b para valores de GSI superiores a 25	32
[15] Cálculo da resistência à compressão uniaxial	32
[16] Cálculo da resistência à tracção do maciço rochoso	32
[17] Cálculo da potência instalada no equipamento	56
[18] Cálculo do índice de cortabilidade do maciço rochoso	56
[19] Cálculo do rendimento de corte instantâneo.....	56
[20] Cálculo do rendimento de corte	57
[21] Cálculo da profundidade de penetração da cabeça de corte	58
[22] Cálculo do rendimento da cabeça de corte	58
[23] Cálculo do rendimento real da cabeça de corte	60
[24] Cálculo do coeficiente de abrasividade	60

Abreviaturas e símbolos

AITES	Association Internationale des Tunnels et de l'Espace Souterrain
ASTM	American Society for Testing and Materials
ISRM	International Society for Rock Mechanics
RMR	Rock Mass Rating
ESR	Excavation Support Ratio
GSI	Geological Strength Index
NATM	New Austrian Tunneling Method
BPRFM	Betão projectado reforçado com fibras metálicas
NW	Noroeste
REC	Recuperação
RQD	Rock Quality Designation
rpm	Rotações por minuto
SE	Sudeste
SPT	Standard Penetration Test
SW	Sudoeste
W	Oeste
c	Coesão
E	Modulo de deformabilidade
GPa	Giga Pascal
MPa	Mega Pascal
I_s	Resistência à carga pontual
KN/m^3	Quilo newton por metro cúbico
KPa	Quilo Pascal
m	Metros
m^2	Metros quadrados
m/s	Metros por segundo
mm	Milímetros
Pk	Ponto quilométrico
Sr	Solo residual
X	Xistos e grauvaques
Xe	Xistos estaurolíticos / Xistos de Fânzeres
Xyz	Migmatitos, gnaisses, micaxistos e xistos luzentes
γ	Granitóide; Peso volúmico

ϕ	Ângulo de atrito
σ	Tensão
%	Porcentagem
°	Grau angular

1.Enquadramento geral e específico

1 ENQUADRAMENTO GERAL E ESPECÍFICO

1.1 Introdução geral

A utilização da superfície terrestre aumentou exponencialmente nos últimos anos. Este fenómeno verifica-se não só nas grandes cidades como também nas suas proximidades e compreende-se no contexto nacional pela deslocação de grandes massas, dos meios interiores para os meios urbanos à procura de melhores condições de vida, congestionando em poucas décadas o espaço à superfície. A ocupação da superfície pelo Homem é consequência de um processo evolutivo à escala global, pelo que a densificação do espaço superficial, seja por veículos, pessoas ou edificações, a poluição atmosférica, sonora ou visual e o crescente rigor da legislação aplicável em matéria ambiental, potenciam as obras subterrâneas em meio urbano.

Godard e Sterling (1995), referem que o espaço subterrâneo está praticamente disponível em todos os locais, podendo acolher estruturas cuja instalação em superfície é difícil ou indesejada, oferecendo uma protecção natural a qualquer estrutura nele inserida, sendo esta protecção simultaneamente mecânica, térmica, acústica e hidráulica.

No entanto as obras subterrâneas são dispendiosas e extremamente complexas do ponto de vista da execução, uma vez que estão sujeitas a várias condicionantes. Como factores de incremento do custo de execução temos:

- Exigente caracterização do meio envolvente e do maciço rochoso;
- Requisitos legais, normativos ou regulamentos aplicáveis aos trabalhos ou ao meio em que a obra está inserida;
- Implementação de medidas mitigadoras dos impactes decorrentes da execução dos trabalhos;
- Utilização de métodos e processos construtivos alternativos e/ou experimentais, com elevado risco financeiro;
- Afecção de técnicos especializados, com formação na área da Geotecnia e Geomecânica;
- Utilização de equipamentos específicos, tecnologicamente avançados.

A complexidade, o custo e o risco associados aos trabalhos subterrâneos em meio urbano obriga à afectação de técnicos altamente especializados, pelo que Engenharia Geotécnica assume, neste contexto, um papel fundamental.

1.2 objectivos

Inserido no âmbito do plano curricular do Mestrado em Engenharia Geotécnica, do Instituto Superior de Engenharia do Porto, este projecto tem como objectivos:

- Evidenciar a importância do estudo e observação do meio de inserção da obra subterrânea;
- Caracterizar os métodos e processos construtivos e os incidentes geotécnicos ocorridos;
- Valorizar os trabalhos executados;
- Analisar e concluir sobre os condicionalismos existentes, técnicas implementadas, rendimentos obtidos e os respectivos custos.

Este projecto está organizado da seguinte forma:

Capítulo 1 – Introdução, onde se faz o enquadramento geral e específico tema, assim com o a definição dos objectivos do projecto.

Capítulo 2 – Caracterização do estado da arte.

Capítulo 3 – Apresentação do caso de estudo.

Capítulo 4 – Conclusões.

2.Estado da arte:
escavações subterrâneas em meio urbano

2 ESTADO DA ARTE: ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS EM MEIO URBANO

2.1 Resenha histórica

São inúmeros os registos de obras subterrâneas desde a antiguidade até aos nossos dias. Uma das formas de conhecermos a história e cultura de um povo é através do estudo dos seus túneis e obras subterrâneas sendo estas, muito provavelmente, as primeiras obras de engenharia levadas a cabo pelo homem.

No antigo Egipto os túneis eram utilizados com propósitos religiosos, pois neles se sepultavam faraós e outros nobres. Na antiga Mesopotâmia, as chamadas civilizações hidráulicas, devido à necessidade de armazenar e transportar água até às cidades, construíram túneis e poços. Na Índia e mais tarde na China, à imagem do sucedido no Egipto, as construções subterrâneas assumiam também um carácter religioso. Diversas dinastias, desde os Ming aos Tang ordenaram a construção de templos subterrâneos. Em Itália construíram-se túneis com diversos propósitos, tais como, galerias mineiras, túneis para abastecimento de água e também para fins militares. No século XVII, em França e Reino Unido, o grande estímulo de construção de túneis ficou a dever-se à proliferação de canais de navegação.

Nesta época, apesar da construção rudimentar e concepção simples, o trabalho nos túneis encontravam-se inevitavelmente dependente das condições geológicas. Sem qualquer estudo prévio quanto à natureza dos solos ou das rochas a atravessar, ao longo da história ocorreram vários fracassos na construção de túneis, sobretudo devido a fenómenos imprevistos, como desmoronamentos e excessiva infiltração de água. Os avanços conseguidos no domínio da geotecnia, aliados ao grande desenvolvimento tecnológico, proporcionaram o aumento das dimensões, da segurança e velocidade de construção das obras subterrâneas (Loureiro, 2008). Desde a antiguidade, a construção de túneis surge intimamente associada à indústria mineira, pelo que os avanços tecnológicos da indústria mineira rapidamente se propagam à construção de túneis. Segundo Moreira (2005), a segurança, os aspectos técnicos e económicos passaram a decretar os maiores desafios na construção de túneis e desta forma as técnicas de suporte e os métodos de escavação foram alvo de rápido desenvolvimento tecnológico.

Em meados do século XIX, na América do Norte e Europa, a utilização do espaço subterrâneo surge com a implementação de sistemas de transportes ferroviários. A forte presença de ingleses no nosso país contribuiu para que rapidamente se adoptasse este meio de transporte e em 1862 foi construído o primeiro túnel ferroviário, o túnel de Chão de Maças em Tomar (figura 1,a), com 650 metros de extensão. Duas décadas mais tarde, entre 1887 e 1889, foi construído em Lisboa o túnel do Rossio com 2600 metros de extensão.

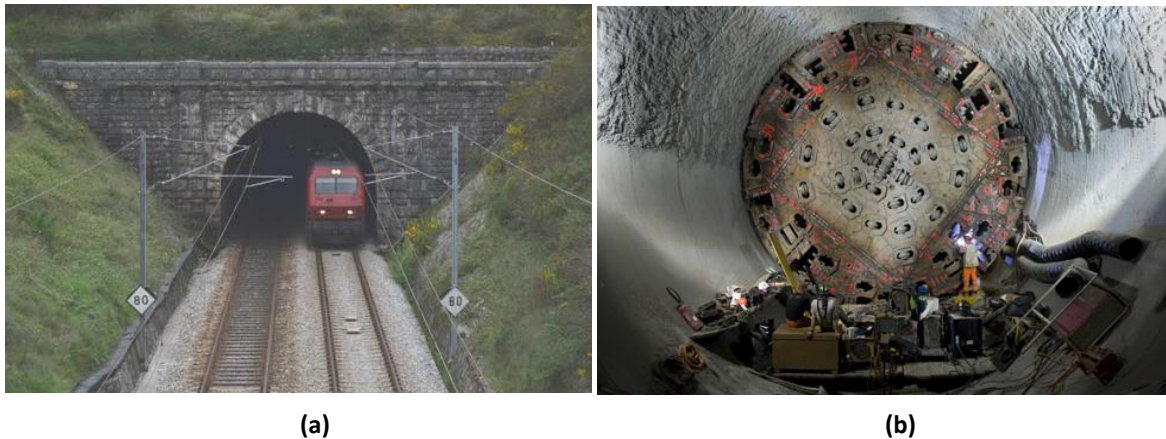


Figura 1 – (a) Túnel de Chão de Maçãs (mw2.google.com) e (b) Túnel de São Gotardo (www.swissinfo.ch)

O Túnel de São Gotardo na Suíça (figura 1,b), ainda em construção, será o maior túnel do mundo, com uma extensão de 57 km e um total de 153,5 km de túneis, poços e passagens previstas, ultrapassando o mais longo túnel já construído, o Túnel Seikan no Japão, com 54 quilómetros de extensão. Após 14 anos de trabalho, prevê-se a sua entrada em funcionamento no final de 2017.

O Eurotúnel, provavelmente o túnel mais importante da Europa, com 50,5 quilómetros de extensão, atravessa o Canal da Mancha e liga a França ao Reino Unido. A construção foi iniciada em 1973 e devido a problemas de financiamento, interrompida em 1975. Os trabalhos são retomados em 1987 e terminam em 1994. A escavação foi realizada com recurso a tuneladoras, (tunnel boring machine - TBM) e empregou 15.000 trabalhadores.

Na figura 2 identificam-se os maiores túneis ferroviários do mundo.

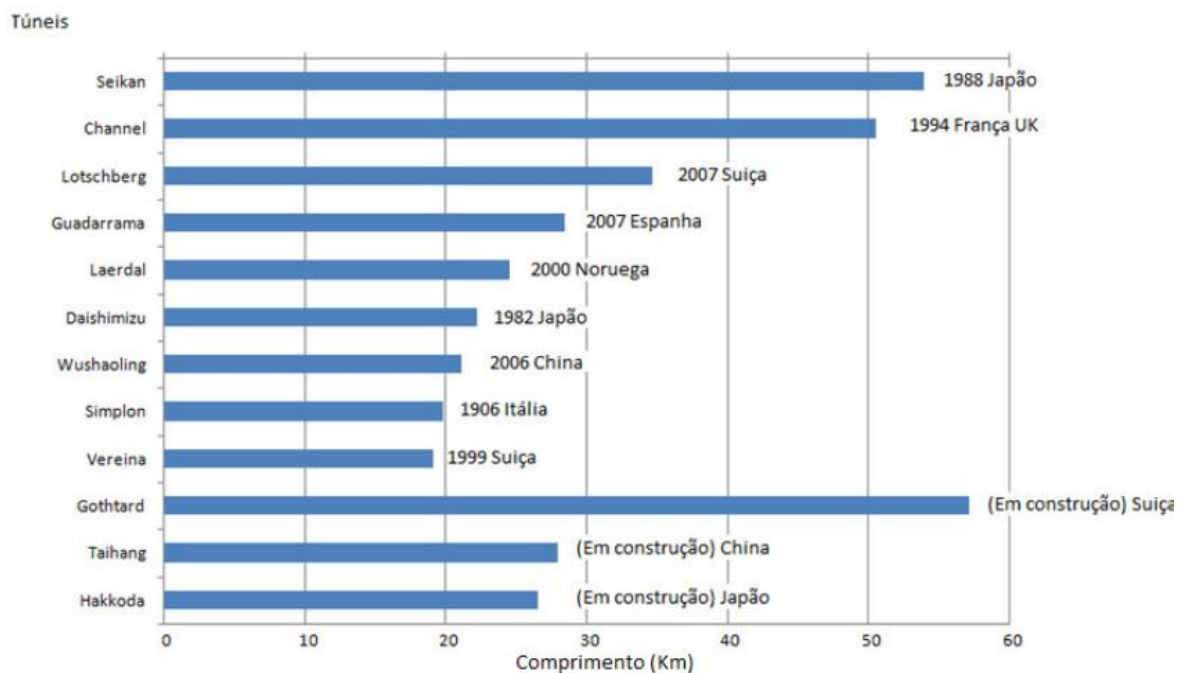


Figura 2 - Os túneis mais extensos do mundo (Loureiro, 2008)

Actualmente no contexto nacional estão em fase de estudo e construção um conjunto de obras subterrâneas, fortemente impulsionadas pela construção das grandes hídricas previstas no Plano Nacional de Barragens de Elevado Potencial Hidroeléctrico, ao abrigo do novo plano de estratégia energética 2010-2020 e, pelas concessões das Auto-estradas do Douro Litoral, e Transmontana, onde se enquadra aquele que será o maior túnel nacional, o túnel do Marão, com 5,6 quilómetros de extensão.

2.2 Obras subterrâneas em meio urbano

Existem vários exemplos em Portugal de obras subterrâneas em meio urbano, nomeadamente no Porto e em Lisboa, onde túneis rodoviários e ferroviários atravessam o subsolo destas cidades. As linhas de metro subterrâneas são um dos exemplos mais apropriados para o aproveitamento do espaço subterrâneo em áreas densamente ocupadas, proporcionando menor densidade de ocupação da superfície, menor volume de expropriações, melhor fluxo do tráfego e preservação do património histórico (Loureiro, 2008).

Os túneis rodoviários, tal como o Túnel de Ceuta (figura 3) no Porto e o Túnel do Marquês em Lisboa (figura 4), contribuíram para o descongestionamento de artérias importantes nos centros das cidades.



Figura 3 - Antes e depois do Túnel de Ceuta (bp.blogspot.com)



Figura 4 - Antes e depois do Túnel do Marquês (Loureiro, 2008)

Mas se o desenvolvimento urbano levou à necessidade da utilização do subsolo ao mesmo tempo constitui um grande obstáculo à realização dos trabalhos que são necessários para a construção subterrânea. Uma limitação comum resulta nos condicionamentos impostos à prospecção geológica e geotécnica, devido não só à ocupação urbana e tráfego existente à superfície, mas também pela existência de diversas infra-estruturas enterradas, como as de transporte, fundações, caves, condutas, cabos etc. Os impactes ambientais são outro factor a ter em conta, especialmente durante a fase de construção, que resultam do facto de se tratar de zonas urbanas, como por exemplo os impactes na hidrogeologia, assentamentos à superfície, aspectos sócio económicos, congestionamento e degradação das acessibilidades existentes, ruído, vibrações, património arqueológico e arquitectónico e qualidade do ar (Loureiro, 2008).

A utilização do espaço subterrâneo (figura 5) resulta normalmente da lotação do tecido urbano superficial. Outro importante aspecto prende-se com o facto de o espaço subterrâneo possibilitar quase sempre a construção de estruturas que à superfície não seriam aceitáveis para a comunidade. Como exemplo temos a construção do *Grand Louvre Museum* em Paris. A construção à superfície de uma estrutura com aquela dimensão não seria possível quer por ausência de espaço, quer pelo facto de se localizar numa zona histórica da cidade (AITES, 2011).

Numa época em que o desenvolvimento sustentado é uma das prioridades das políticas nacionais e internacionais, as mais valias em termos ambientais e o bem estar das sociedades, fazem com que o subterrâneo seja cada vez uma opção válida no que respeita à construção de grandes estruturas.

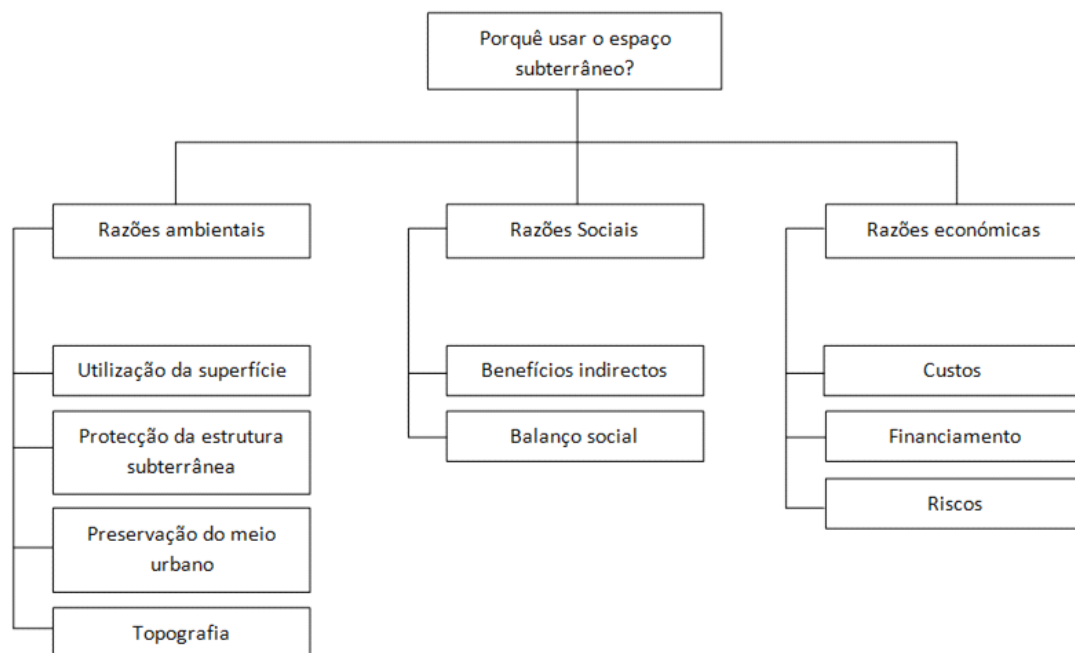


Figura 5 - Directrizes da AITES (AITES, 2011)

Actualmente o mercado nacional enfrenta um novo modelo de financiamento para as grandes obras públicas, as Parcerias Publico Privadas. A AITES considera importante que os agentes intervenientes nas obras subterrâneas procurem perceber as principais mudanças que este modelo financeiro introduz. Tradicionalmente, os riscos associados a estas obras são geridos indirectamente através de decisões de engenharia tomadas durante o desenvolvimento do projecto. Desta forma os potenciais problemas podem ser claramente identificados numa fase inicial do projecto, de modo que a mitigação de risco adequados podem ser implementadas em tempo útil (AITES, 2011).

2.3 Bases gerais de concepção

A concepção do projecto da obra, depende consideravelmente das condições impostas pelo terreno e pelo meio onde a obra está inserida, bem como da relação entre todos os factores que directa ou indirectamente influenciam a obra, pelo que o projecto de uma obra subterrânea deve ter sempre em conta os seguintes temas (figura 6)

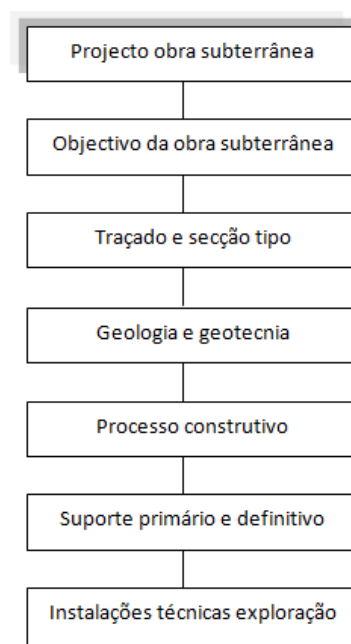


Figura 6 - Temas a abordar na elaboração de projecto (adaptado AITES, 2011)

Para além destes, existem outros temas que são estudados paralelamente ao projecto (figura 7), mas igualmente importantes e que carecem de definição e avaliação, como os riscos a assumir e o financiamento do projecto. No caso das concessões as equipas de projecto são multidisciplinares e estes temas são também considerados no projecto da obra.

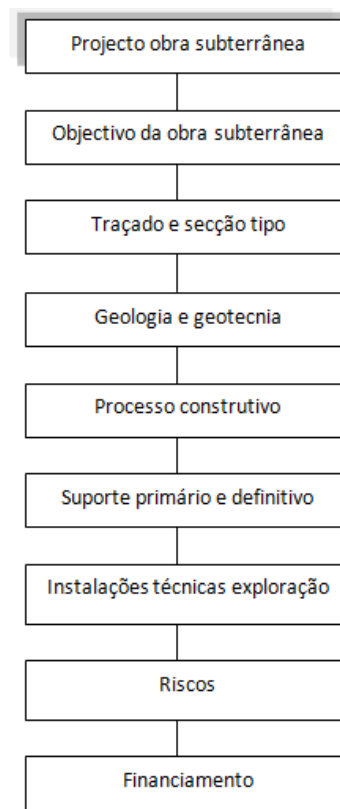


Figura 7 - Temas a abordar na elaboração de projecto para concessões (adaptado AITES, 2011)

Melâneo (2010), considera que “*no acto criativo da obra*”, devemos considerar a influência da obra no meio e também a influência do meio na obra a construir.

A definição do traçado depende das características geotécnicas dos terrenos, da afectação de estruturas já existentes no subterrâneo e na superfície. Assim, deve existir a preocupação de:

- Reduzir a afectação das estruturas na proximidade da obra;
- Redução dos terrenos a expropriar ou de utilização temporaria dos mesmos;
- Limitar constrangimentos provocados no trânsito local;
- Viabilidade dos métodos e processos construtivos face à geotecnia local e condicionalismos existentes.

A definição da secção depende dos seguintes factores:

- *Gabarit* mínimo de funcionamento em função do fim a que se destina a obra;
- Aproximação à forma circular que é do ponto de vista geotécnico a mais favorável;
- Sistemas de drenagem, canais técnicos para iluminação, telecomunicações, sinalização e equipamentos de emergência e ventilação;
- Suporte primário e definitivo.

O projecto e a construção de obras subterrâneas assenta num factor de incerteza, associado aos parâmetros que caracterizam o maciço rochoso onde estão inseridas, pelo que é necessário

dispor de recursos financeiros e humanos, bem como de tempo necessário para a condução dos estudos geológicos e geotécnicos para obter um modelo geológico o mais completo possível. Do incumprimento destas condições resulta uma base inadequada para o projecto, com gravosas consequências em fases posteriores. Apesar de os estudos geológicos e geotécnicos serem decisivos na qualidade, custo e exequibilidade do projecto e construção de obras subterrâneas, não existem regras rígidas quanto ao âmbito e natureza dos trabalhos a executar. A complexidade do problema varia com a natureza do projecto, geologia do maciço em estudo e com os conhecimentos e experiência adquirida em projectos anteriores. Dada a especificidade deste tipo de estruturas e a complexidade de factores associados à sua construção é hoje aceite que o Projecto de Execução se estenda até ao final da obra, sendo esta lançada com base num Anteprojecto Detalhado, que significa um anteprojecto com estudos aprofundados, complementado com um conjunto de quantidades e especificações para completar os documentos contratuais. Este pressuposto tem vindo a ser adoptado no projecto de diversos túneis rodoviários já construídos ou em construção (Monteiro & Pistone, 2000). O quadro 1 sintetiza o conjunto de estudos a realizar no âmbito da construção de um túnel e a sua finalidade.

Quadro 1 – Síntese dos estudos geológicos e geotécnicos para túneis (Oliveira 1994, in Loureiro 2008)

Fase	Estudos	Finalidade
Estudo prévio e de viabilidade	Recolha da informação existente; Interpretação de fotografias aéreas; Reconhecimento geológico de superfície (geomorfologia, litologia, estrutura, etc.); Trabalhos expeditos de prospecção; Estabelecimento de um programa de prospecção e ensaios para a fase seguinte.	Localização do túnel; Definição do traçado.
Ante-projecto ou Projecto	Prospecção geofísica e mecânica; Ensaio “in-situ”; Ensaio laboratoriais.	Zonamento geotécnico das formações; Classificação geomecânica (se aplicável); Definição dos métodos de escavação; Definição dos suportes primários; Estabelecimento de técnicas de reforço e melhoramento dos terrenos; Localização dos emboquilhamentos.
Construção	Prospecção e cartografia das frentes de escavação; Registo de ocorrências na obra; Ensaio “in-situ” e laboratoriais; Observação.	Eventual adaptação do projecto; Atestar funcionalidade dos suportes colocados e possibilidade de redefinição; Detecção de situações anómalas.
Serviço ou exploração	Observação a médio e longo prazo.	Comportamento da obra a médio e longo prazo; Decisão sobre a necessidade de se proceder a trabalhos de conservação e/ou reparação.

2.4 Prospecção geotécnica

Segundo Falcão (2004), a prospecção geotécnica pode ser definida como o “conjunto de operações realizadas no local de influência da futura obra, tendo por objectivo a determinação da natureza e características dos terrenos, incluindo acidentes que possam afectar a obra, de modo que esta seja projectada e construída adequadamente às condições existentes...aplicação de vários métodos e técnicas disponíveis, de modo a conseguir-se um acesso directo ou indirecto ao terreno, que permita estudo das características geológicas e geotécnicas relevantes para cada caso”. Aplicando estes objectivos genéricos às obras subterrâneas temos:

- Dados para definição e/ou pormenorização do modelo geológico de modo a julgar sobre a adequabilidade do local ao tipo de obra prevista;
- Base para avaliação de potenciais problemas de instabilidade e para obtenção dos parâmetros necessários para a análise de estabilidade e dimensionamento dos suportes e revestimentos;
- Base para estimativa do custo e preparação dos elementos para concurso.

Segundo Jimeno (2003), os modelos geológicos e geomecânicos deve abordar os seguintes aspectos (quadro 2):

Quadro 2 – Modelos geológicos e geomecânicos (adaptado de Jimeno, 2003)

Modelo	Características
Geológico	Estratigrafia; Estrutura do maciço rochoso; Litologia; Contactos e distribuição de litologias; Geomorfologia; Espessura e características do horizonte de alteração; Espessura dos materiais de recobrimento; Posição e percolação da água.
Geomecânico	Investigação bibliográfica; Cartografia geológico-geotécnica; Estudo hidrogeológico; Levantamento de descontinuidades; Técnicas geofísicas; Sondagens; Ensaio “in situ” e laboratoriais; Classificações geomecânicas.

O custo do estudo geotécnico varia em função do tipo, dimensão da obra e complexidade geológica e geotécnica dos terrenos intersectados. Segundo Falcão (2004), a condução de estudos geológicos e geotécnicos adequados, incluindo o custo de trabalhos de prospecção, ensaios de

campo e laboratório, raramente ultrapassa 1% do custo de execução da obra, sendo aceitável em obras de grande complexidade geotécnica que esta percentagem suba até aos 5%. Na figura 8 apresenta-se a relação custo/benefício dos diferentes métodos de prospecção.

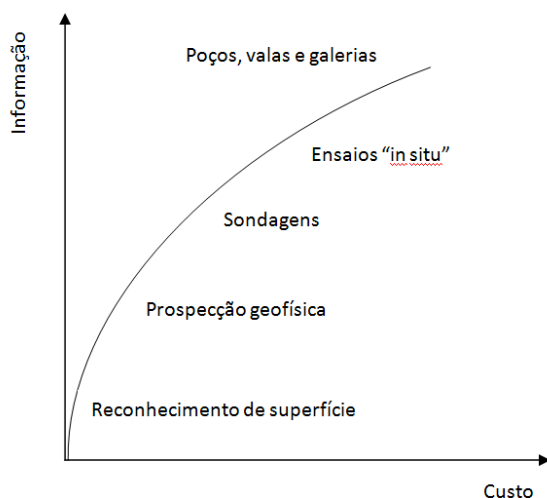


Figura 8 – Relação benefício/custo dos métodos de prospecção (Falcão, 2004)

O quadro 3 relaciona as diferentes fases de projecto com a prospecção e caracterização geológica e geotécnica.

Quadro 3 – Prospecção a desenvolver em obras subterrâneas (adaptado de Loureiro, 2008)

Fase	Tarefa	Conteúdo
Estudo prévio e de viabilidade	Prospecção.	Sondagens muito espaçadas Geofísica
	Interpretação.	Mapas e cortes geológicos (1:25000 a 1:10000).
Ante-projecto ou Projecto	Prospecção.	Sondagens, poços e trincheiras; Geofísica; Ensaios "in situ" e de laboratório.
	Definição do modelo geológico e geotécnico.	Mapas e cortes geológicos (1:10000 a 1:1000); Propriedades geomecânicas.
	Integração no dimensionamento.	Colaboração com os restantes colaboradores do projecto;
Construção	Cartografia geológica e classificação do maciço.	Da frente de escavação do túnel.
	Prospecção.	Galerias de reconhecimento; Sondagens em avanço.
	Instrumentação.	Ensaios "in situ"; Monitorização.
	Interpretação.	Comparação com o projecto, revisão e adaptação do projecto.
	Integração na construção.	Implementação de medidas construtivas e/ou correctivas.
Serviço ou exploração	Instrumentação.	Monitorização.
	Interpretação.	Acompanhamento e implementação de medidas correctivas.

2.4.1 Ensaio de carga pontual

O ensaio de carga pontual, “*Point Load Test*” é um método laboratorial simples que permite aferir o índice de resistência à carga pontual – $I_{s(50)}$ e o índice de anisotropia – $I_{a(50)}$. O valor do índice de carga pontual é correlacionável com a resistência à compressão uniaxial. O método consiste em levar a rotura, mediante uma carga axial ou diametral concentrada entre duas ponteiros cónicas, amostras de rocha, podendo ser utilizados blocos de forma prismática, cilíndrica ou irregular. A “*International Society for Rock Mechanics*” (ISRM, 1985), define o procedimento para a realização dos ensaios em função do tipo de amostra de rocha. De acordo com as características da forma do testemunho, o eixo escolhido para aplicar a carga, a rocha a ensaiar e a anisotropia da amostra, o tipo de ensaio a efectuar pode ser de 3 tipos:

- Ensaio diametral;
- Ensaio axial;
- Ensaio em blocos e fragmentos irregulares.

2.4.1.1 Ensaio diametral

São necessário no mínimo 10 provetes cilíndricos com uma relação comprimento/diâmetro superior a um. No caso de a rocha ser anisotrópica é conveniente ensaiar mais de 10 provetes. As etapas para a realização do ensaio são (ISRM, 1985):

- O provete é colocado no equipamento de ensaio de forma a que a distancia entre pontos de contacto e a extremidade livre mais próxima seja pelo menos 0,5 vezes o diâmetro do provete;
- Regista-se o valor da distância entre as ponteiros (D), quando ambas as ponteira estiverem em contacto com a superfície do provete;
- Rebenta-se o provete e regista-se o valor da carga de rotura (P);
- Os testes são anulados sempre que a superfície de rotura não passe pelos dois pontos de contacto.

2.4.1.2 Ensaio axial

O ensaio axial é efectuado em provetes cilíndricos com relação comprimento/diâmetro de 0,3 a 1. Os provetes podem ser serrados e os mais compridos podem mesmo ser aproveitados para ensaios diametraes de forma a produzirem novos provetes que possam ser testados axialmente. O ensaio deve ser executado em pelo menos 10 provetes, ou mais se a rocha for heterogénea ou anisotrópica. As etapas para a realização do ensaio são:

- No caso de rochas isotrópicas o eixo axial deve coincidir com o eixo diametral e para rochas anisotrópicas este deve ser perpendicular aos planos de descontinuidades;

- Registrar o valor da distância entre ponteiras (D), a largura do provete (w) perpendicular a direcção de carga (com uma precisão de cerca de 5%);
- Registrar o valor da carga aplicada (P).

2.4.1.3 Ensaio em blocos e fragmentos irregulares

Para este ensaio são utilizados provetes de forma irregular mas com as seguintes características:

- Comprimento entre 50±35 mm;
- Distância entre ponteiras/largura do provete variando entre 0,3 a 1,0 de preferência, próximo da unidade.

Devem realizar-se um mínimo de 10 ensaios em rochas homogéneas e mais de 10 em rochas anisotrópicas ou heterogéneas, e a carga a aplicar (P) deve ser aplicada a uma distância superior a 0,5 vezes a largura do provete. No caso de os lados do provete não serem paralelos, a dimensão perpendicular ao eixo do ensaio é calculada mediante a expressão:

$$W = \frac{(W1 + W2)}{2} \quad [1]$$

As etapas para a realização do ensaio são semelhantes às dos ensaios diametral e axial.

2.4.1.4 Índice de carga pontual

O índice de carga pontual é obtido a partir da seguinte expressão:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad [2]$$

Após obtenção deste valor, ele deve ser corrigido para $I_{s(50)}$, o valor correspondente a $D_e=50\text{mm}$ que também pode ser obtido no ábaco seguinte (figura 9):

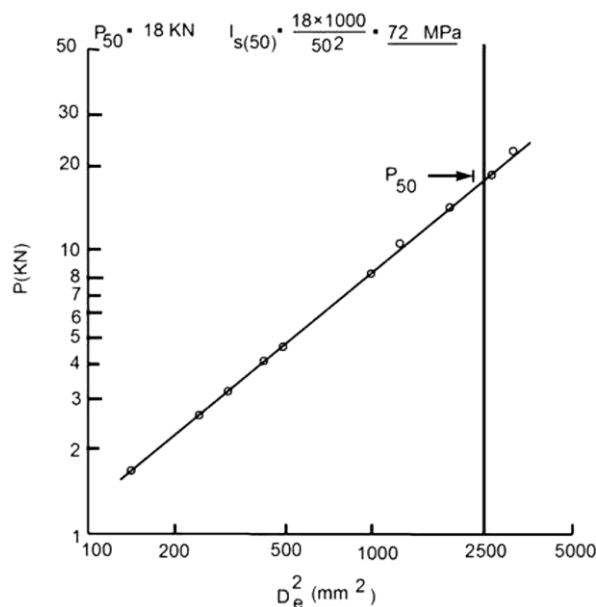


Figura 9 – Cálculo do $I_{s(50)}$ (ISRM, 1985)

Se forem utilizadas amostras de tamanhos únicos, o melhor processo para determinar o $I_s(50)$ e de forma numérica mediante a expressão:

$$I_{s(50)} = F \cdot I_s \quad [3]$$

sendo F o factor de correcção obtido através do gráfico da figura 10 ou através da expressão:

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45} \quad [4]$$

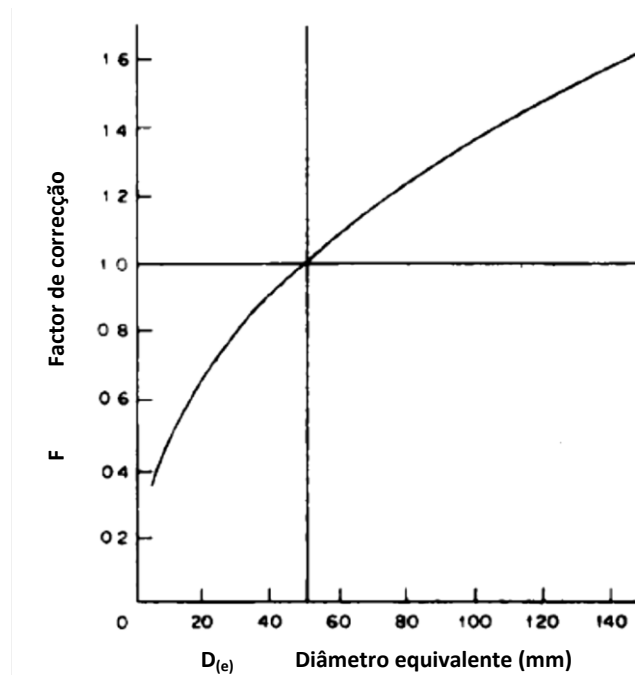


Figura 10 – Correlação do diâmetro (ISRM, 1985)

No caso de se tratar de ensaios axiais, em blocos ou em fragmentos irregulares a distância equivalente será:

$$F = \frac{4 \cdot A}{\pi} \quad [5]$$

a área (A) será:

$$A = W \cdot D \quad [6]$$

e o diâmetro equivalente (D_e) é obtido pela expressão:

$$D_e^2 = 4 \cdot \left(\frac{A}{\pi}\right) \quad [7]$$

2.4.1.5 Cálculo do valor médio

Para o cálculo do valor médio de $I_{s(50)}$ deve ter-se em conta o índice de resistência pontual e o índice de anisotropia (I_a). O valor médio de $I_{s(50)}$ deve ser calculado retirando os dois valores mais baixos e os dois valores mais altos, fazendo-se a média dos restantes valores.

2.4.1.6 Cálculo do índice de anisotropia

O Índice de anisotropia $I_{a(50)}$ é calculado através da razão entre as medianas dos Índices calculados para tensões normais paralelas aos planos de debilidade. $I_{a(50)}$ toma geralmente valores próximos da unidade para rochas isotrópicas e valores mais elevados quando se trata de rochas anisotrópicas.

2.4.1.7 Resistência à compressão uniaxial

A resistência a compressão uniaxial é cerca de 20 a 25 vezes a resistência a carga pontual como se pode verificar pelo gráfico (figura 11):

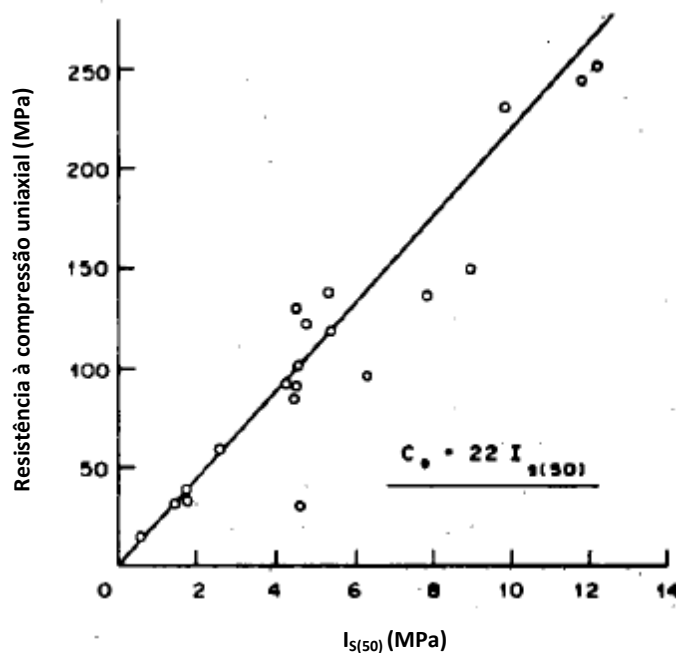


Figura 11 – Correlação entre a resistência à carga pontual e a resistência à compressão uniaxial (ISRM, 1985)

2.5 Classificações geomecânicas

As classificações geomecânicas têm sido desenvolvidas há mais de 100 anos, desde Ritter (1879), ao tentar formalizar uma abordagem empírica para estimar as necessidades de suporte em fase de estudo. No entanto a primeira referência à utilização de uma classificação geomecânica para o projecto de suporte de um túnel, deve-se a Terzaghi em 1946 (Hoek, 2007).

Terzaghi estabeleceu uma metodologia para determinação da carga transmitida pelo maciço aos suportes para diferentes condições de rocha e com base nessas condições da rocha, definiu um conjunto de classes, estabelecendo, para cada classe, a carga transmitida pelo maciço ao suporte e indicações relativas aos suportes e pressões. Considerando um só parâmetro e de uma forma quantitativa, refere-se a classificação de Deere baseada no índice RQD, onde o autor propõe uma relação entre o valor do RQD e a qualidade da rocha. No entanto, com o aumento

progressivo do uso do espaço subterrâneo e dadas as limitações das primeiras classificações, apareceram sistemas de classificação e de dimensionamento de suportes, de natureza empírica, que englobavam critérios quantificáveis e que forneciam indicações mais precisas no que dizia respeito às propriedades intrínsecas do maciço e às necessidades de suporte.

As classificações geomecânicas alicerçaram-se em pressupostos empíricos, uma vez que os maciços rochosos são meios descontínuos, heterogêneos e compartimentados, tornando por isso difícil a sua aplicação.

Segundo Hoek (2007), nas fases iniciais de projecto devem ser utilizadas pelo menos 2 classificações diferentes pois, diferentes classificações atribuem diferentes pesos a diferentes parâmetros.

Costa et al. (2001) refere que uma metodologia de classificação deve ser constituída por duas fases: a de caracterização, onde se procede à identificação e determinação dos parâmetros geológicos e geomecânicos do maciço e rocha constituinte que contribuem, em maior ou menor grau, para a estabilidade da obra e para os objectivos pretendidos, e a de estabelecimento de uma classificação onde se atribuem diferentes pesos aos parâmetros geotécnicos que foram objecto de análise na fase anterior, de acordo com a pertinência destes relativamente aos objectivos pretendidos.

As classificações geomecânicas foram desenvolvidas com o objectivo de proporcionar um guia para a aplicação das técnicas de suporte do maciço rochoso, uma vez que permitem:

- Avaliar a competência do maciço;
- Definir as técnicas de escavação e suporte a aplicar;
- Sistematizar a aplicação de suporte.

Actualmente existem várias classificações geomecânicas, propostas por diversos autores, destacando-se entre elas as classificações de Bieniawski (RMR em 1989) e Barton *et al* (Q em 1974), em virtude de constituírem as de aplicação mais frequente e consequentemente as de maior experiência acumulada. Referência ainda ao sistema GSI desenvolvido por Hoek em 1994, que permite, a partir da determinação de índices geomecânicos obtidos pelos sistemas RMR ou Q, a obtenção de parâmetros para o critério de resistência do maciço rochoso, aproximado como meio contínuo.

No entanto, os sistemas empíricos não devem ser a única via a utilizar para a determinação de um suporte. Para além de um dimensionamento detalhado e rigoroso, é absolutamente necessário, durante a fase de construção, que se verifique a adequação do suporte escolhido com base na modelação geotécnica, suportada por resultados da monitorização e de adequada caracterização

geológico-geotécnica. Enunciam-se, de seguida, alguns defeitos e limitações dos sistemas (Riedmuller e Schubert, 1999; Medley, 1999 in Miranda, 2007):

- Os parâmetros de classificação e pesos são aplicados universalmente sem considerar as características específicas do maciço rochoso e do projecto;
- As propriedades complexas dos maciços, em particular a anisotropia e o comportamento ao longo do tempo, não podem ser suficientemente descritos por um só valor;
- Existem inúmeras combinações possíveis para cada sistema para obtenção de um índice geomecânico, podendo atingir-se o mesmo valor final da classificação para muitas delas;
- Não consideram, nalguns casos, mecanismos de rotura, deformação e interacção entre a rocha e o suporte;
- Os parâmetros utilizados para avaliação não são suficientes para escolher parâmetros de projecto e de suporte;
- Não existe inter-relação entre os parâmetros, que traduzam a influência da variação de um parâmetro nos demais;
- Não promovem a análise e a correcta apreciação das condições do maciço rochoso, em particular a aplicação em meios heterogéneos, o que pode resultar num dimensionamento adequado.

2.5.1 Sistema Rock Mass Rating - RMR

Bieniawski publica em 1976 os detalhes do sistema de classificação geomecânica denominado *Rock Mass Rating* (RMR). Este sistema foi sendo refinado ao longo dos anos e consiste na atribuição de pesos relativos a parâmetros previamente definidos (quadro 4). Os parâmetros utilizados no sistema RMR são (Bieniawski, 1989):

- Resistência à compressão uniaxial;
- Índice de qualidade - RQD;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condições das descontinuidades;
- Condições hidrogeológicas;
- Orientação das descontinuidades relativamente à escavação.

O resultado do índice RMR para um determinado maciço pode variar entre 0 e 100 e é obtido através da soma algébrica dos pesos referidos (figura 12).

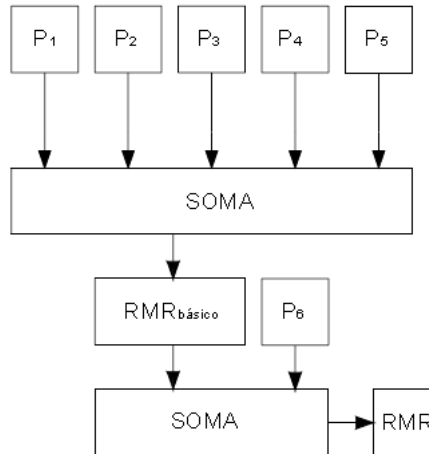


Figura 12 – Obtenção do índice RMR (adaptado de Miranda, 2007)

A resistência da rocha pode ser obtida através do ensaio laboratorial de compressão uniaxial em amostras devidamente preparadas, ou então através do ensaio de carga pontual (Point Load Test) já que, para efeitos de classificação de maciços, este ensaio fornece uma estimativa satisfatória daquele valor.

No caso de haver mais do que um conjunto de descontinuidades, os pesos relativos ao espaçamento e condições das descontinuidades devem ser determinados para aquele que for mais crítico para a obra em questão. O peso devido à orientação das descontinuidades foi introduzido por Bieniawski como ajuste do somatório dos cinco pesos anteriores, para ter em conta o efeito favorável ou desfavorável dessa orientação. Não é fácil aplicar esta correcção porque uma determinada orientação pode ser favorável ou desfavorável dependendo das condições das águas subterrâneas e das próprias descontinuidades.

A classificação do maciço é executada dividindo-o em regiões estruturais com características geológico-geotécnicas semelhantes. A partir do valor obtido para o RMR, o maciço rochoso é então enquadrado numa de cinco classes (quadro 5), para as quais estão estabelecidos os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (coesão e ângulo de atrito de pico), período de tempo sem suporte (stand-up-time) e informações sobre a qualidade do maciço.

A experiência sugere que deve ser somado 10 ao valor de RMR no caso de túneis escavados com TBM e 3 a 5 no caso da utilização controlada de explosivos. Bieniawski (1989) estabeleceu recomendações quanto ao modo de escavação e tipo de suporte definitivo a adoptar para túneis com cerca de 10 metros de vão, tensão vertical inferior a 25 MPa e escavados com recurso a explosivos. Estas recomendações não se adequam totalmente às situações concretas e actuais em Portugal, pelo que se reconhece a importância de novas recomendações estabelecidas por Romana para o tipo de escavação e suportes, para vãos entre 10 e 14m . O tempo médio de auto-sustentação para túneis com tecto em arco, pode ser obtido através de um ábaco definido por

Lauffer (1988), que observou que o tempo de auto-sustentação aumenta em túneis escavados com TBM. Este aumento pode ser tido em consideração, aumentando uma classe ao resultado final do RMR (Miranda, 2007).

Quadro 4 – Aplicação do sistema RMR (adaptado Bieniawski, 1989 in Hoek 2007)

A – Parâmetros de classificação e seus pesos									
Parâmetro			Intervalo de variação dos valores						
P1	Resistência do material rochoso intacto	Point-load	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Para este intervalo é aconselhável utilizar o ensaio de resistência à compressão uniaxial		
		Res. Comp. uniaxial	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Peso		15	12	7	4	2	1	0
P2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Peso		20	17	13	8	3		
P3	Espaçamento das descontinuidades		>2 m	0.6-2.0m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
	Peso		20	15	10	8	5		
P4	Condições das descontinuidades (ver E)		Superfícies muito rugosas Não contínuas Nenhuma separação Superfície de rocha inalterada	Superfícies ligeira/ rugosas Separação <1mm Superfície de rocha ligeira/ alterada	Superfícies ligeira/ rugosas Separação <1mm Superfície de rocha muito alterada	Superfícies lisas ou enchimento c/ espessura < 5mm ou Separação 1-5mm contínua	enchimento mole com espessura >5mm ou separação >5mm contínua		
	Peso		30	25	20	10	0		
P5	Águas subterrâneas	Caudal por 10m de túnel (l/m)	Nenhum	<10	10-25	25-125	>125		
		(Pressão água nas diaclases/ tensão principal máxima)	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condições gerais	Completa/ seco	Ligeira/ Húmido	Húmido	Gotejando	Fluindo		
	Peso		15	10	7	4	0		
B. Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades (ver F)									
			Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito Desfavorável		
P6	Túneis e minas		0	-2	-5	-10	-12		
	Fundações		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50			
C. Classe do maciço rochoso determinado através da soma dos pesos parciais									
Peso			100-81	80-61	60-41	40-21	<21		
Número da classe			I	II	III	IV	V		
Descrição			Rocha muito boa	Rocha boa	Rocha razoável	Rocha má	Rocha muito má		
D. Significado das classes das rochas									
Número da classe			I	II	III	IV	V		
Tempo médio de auto-sustentação			20 anos para um vão de 15m	1 ano para um vão de 10m	1 semana para um vão de 5m	10 horas para um vão 2.5m	30 minutos para um vão de 1m		
Coesão do maciço rochoso (kPa)			>400	300-400	200-300	100-200	<100		
Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)			>45	35-45	25-35	15-25	<15		
E. Orientações para a classificação das condições das descontinuidades									
Comprimento da descontinuidade (persistência)			<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
Peso			6	4	2	1	0		
Separação (abertura)			Nenhuma	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm		
Peso			6	5	4	1	0		
Rugosidade			Muito rugoso	Rugoso	Ligeira/ rugoso	Macio	Liso		
Peso			6	5	3	1	0		
Enchimento			Nenhum	Enchimento duro <5mm	Enchimento duro >5mm	Enchimento mole <5mm	Enchimento mole >5mm		
Peso			6	4	2	2	0		
Alteração			Inalterado	Ligeira/ alterado	Moderada/ alterado	Muito alterado	Decomposto		
Peso			6	5	3	1	0		
F. Efeito da orientação da direcção e da inclinação das descontinuidades em túneis									
Direcção perpendicular ao eixo do túnel					Direcção paralela ao eixo do túnel				
Escavar c/ o mergulho – Inclinação 45-90°			Escavar c/ o mergulho – Inclinação 20-45°		Mergulho 45-90°		Mergulho 20-45°		
Muito favorável			Favorável		Muito favorável		Razoável		
Escavar contra o mergulho – Inclinação 45-90°			Escavar contra o mergulho – Inclinação 20-45°		Mergulho 0-20° independente da direcção				
Razoável			Desfavorável		Razoável				

Quadro 5 – Recomendações de escavação e suporte com base nas classes do RMR (adaptado Bieniawski, 1989 in Hoek 27)

Classe do maciço	Escavação	Suporte		
		Pregagens (20mm diâmetro envolvidas em Grout)	Betão projectado	Cimbres
I	Secção total 3m de avanço	Geralmente não requer suporte, com excepção de pregagens ocasionais		
II	Secção total, 1,0 a 1,5m de avanço. Suporte completo a 20m da frente.	Pregagens de 3m de comp., esp. 2,5m, ocasionalmente com malha em certas zonas do tecto	50mm no tecto quando necessário	Nenhum
III	Secção parcial (frente e rebaixo), avanço 1,5-3m. Início do suporte após cada fogo. Suporte completo a 10m	Pregagens sistemáticas com 4m de comp., esp. 2m nas paredes e tectos, com malha no tecto	50-100mm no tecto 30 mm nas paredes	Nenhum
IV	Secção parcial (frente e rebaixo), avanço 1,0-1,5m. Instalação do suporte concomitantemente com a escavação	Pregagens sistemáticas com 4-5m de comp., esp. 1-1,5m com malha no tecto e paredes	100-150mm no tecto 100mm nas paredes	Cimbres leves a médios espaçados de 1,5m
V	Secções múltiplas, avanço de 0,5-1,5m. Instalação do suporte com a escavação. Betão projectado logo após fogo	Pregagens sistemáticas com 5-6m de comp., esp. 1-1,5m com malha no tecto e paredes. Pregagem na soleira	150-200mm no tecto 150mm nas paredes e 50mm na face	Cimbres médios a pesados espaçados de 0,75m. Fechamento da soleira

O ábaco da figura 13 permite determinar o período de estabilidade sem revestimento:



Figura 13 – Ábaco para a determinação do período de estabilidade sem revestimento (Laufer, 1988 in Miranda, 2007)

2.5.2 Sistema Q

O Sistema Q foi desenvolvido por em 1974 por Barton et al., que após a observação e análise de um grande número de túneis na Escandinávia, propuseram um índice de qualidade Q, para a classificação de maciços rochosos e obtenção de necessidades de suporte. Os parâmetros no sistema Q são:

- RQD - índice de qualidade definido por Deere (1967);
- Jn - valor relativo ao número de famílias de descontinuidades;
- Jr - valor relativo à rugosidade das descontinuidades;
- Ja - valor relativo ao grau de alteração das descontinuidades;
- Jw - valor redutivo relacionado com a água nas descontinuidades;
- SRF - factor redutivo de tensões.

A obtenção deste índice é efectuada como esquematizado na figura 14, utilizando a expressão:

$$Q = \frac{RQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Jn} \times \frac{Jw}{SRF} \quad [8]$$

Hoek (2007), refere que o índice de qualidade Q pode ser considerado em função de apenas três parâmetros que representam:

- RQD/Jn - Compartimentação do maciço rochoso como medida grosseira do tamanho dos blocos;
- Jr/Ja - Resistência ao corte das descontinuidades (e do maciço rochoso);
- Jw/SRF - Factor empírico denominado por “tensão activa”.

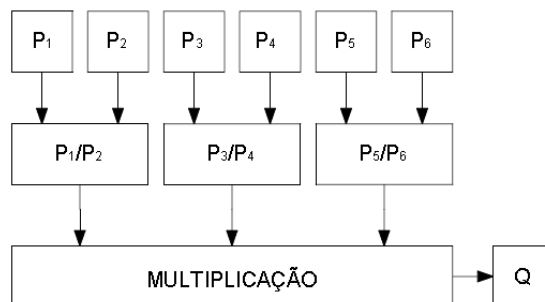


Figura 14 – Obtenção do índice de qualidade Q (adaptado de Miranda, 2007)

Nos quadros 6, 7, 8, 9, 10 e 11, encontram-se descritas as regras que permitem a quantificação dos diversos parâmetros mencionados de modo a obter-se o valor do índice geomecânico Q.

Quadro 6 – Obtenção do valor de RQD (adaptado de Barton, 2000)

Designação da qualidade da rocha	RQD (%)
A - Rocha de muito má qualidade	0-25
B - Rocha de má qualidade	25-50
C - Rocha de qualidade razoável	50-75
D - Rocha de boa qualidade	75-90
E - Rocha de excelente qualidade	90-100

Notas:

- Quando $RQD \leq 10$ (incluindo 0), o valor a adoptar para o RQD na avaliação de Q é 10.
- A adopção valores do RQD com intervalos de 5 é considerada adequada.

Quadro 7 – Obtenção do valor de J_n (adaptado de Barton, 2000)

Número de famílias de descontinuidades	J_n
A – Nenhuma ou poucas	0,5-1,0
B – Uma	2
C – Uma mais descontinuidades esparsas	3
D – Duas	4
E – Duas mais descontinuidades esparsas	6
F – Três	9
G – Três mais descontinuidades esparsas	12
H – Quatro ou mais, descontinuidades esparsas, maciços altamente fracturados	15
I – Rocha esmagada, tipo terroso	20

Notas:

- Para intersecções utilize $3 \times J_n$.
- Para bocas de entrada do túnel utilize $2 \times J_n$.

Quadro 8 – Obtenção do valor e J_r (adaptado de Barton, 2000)

a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades e	
b) Contacto entre as paredes de rocha antes de 10cm de escorregamento	
Descrição das descontinuidades	J_r
A – Sem continuidade	4
B – Rugosas, irregulares, onduladas	3
C – Lisas, onduladas	2
D – Polidas, onduladas	1,5
E – Rugosas ou irregulares, planares	1,5
F – Lisas, planas	1,0
G – Polidas, planas	0,5
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades	
Descrição	J_r
H – Zona contendo espessura de minerais argilosos suficiente para impedir o contacto entre as paredes	1,0
I – Zonas esmagadas, arenosas ou cascalhentas com espessura suficiente para impedir o contacto entre as paredes	1,0

Notas:

- As descrições referentes às alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de dimensões pequena e intermédia, respectivamente.
- Somar 1.0 se o espaçamento da família de descontinuidades mais relevante for maior do que 3m.
- $J_r = 0.5$ pode ser utilizado para descontinuidades polidas contendo lineações, prevenindo-se o facto de que as lineações devam estar orientadas de acordo com menor resistência.
- Os valores de J_r e J_a devem ser obtidos aplicando-se à família de descontinuidades que for mais desfavorável para a estabilidade do ponto de vista da orientação e da resistência ao corte, τ (onde $\tau \approx \sigma_n \tan(J_r/J_a)$).

Quadro 9 – Obtenção do valor de J_a (adaptado de Barton, 2000)

a) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
Descrição	J_a	ϕ_r (°) aprox.
A – Paredes duras e compactas	0.75	-
B – Paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1.0	25-35
C – Paredes ligeiramente alteradas, minerais não brandos, partículas arenosas	2.0	25-30
D – Paredes com partículas silto-arenosas ou silto-argilosas, pequena fracção argilosa (não branda)	3.0	20-25
E – Paredes com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito, tais como caulinite, mica, gesso, talco, clorite, grafite, etc, e pequenas quantidades de argilas expansivas.	4.0	8-16
b) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10cm de escorregamento		
Descrição	J_a	ϕ_r (°)
F – Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas, etc.	4.0	25-30
G – Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	6.0	16-24
H – Descontinuidades com preenchimento argiloso sub-consolidado (contínuo, mas com espessura <5mm)	8.0	12-16
I – Descontinuidades com enchimento argiloso expansivo, como por exemplo montmorilonite (contínuo mas com espessura <5mm). O valor de J_a depende da percentagem de argila e do excesso de água, etc.	8-12	6-12
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades		
Descrição	J_a	ϕ_r (°)
J – Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas (ver G, H e I para condições do material argiloso)	6,8 ou 8-12	6-24
K – Zonas ou bandas silto-argilosas ou areno-argilosas, com pequenas fracções de argila	5.0	-
L – Zonas contínuas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10, 13 ou 13-20	6-24

Quadro 10 – Obtenção do valor de J_w (adaptado de Barton, 2000)

Descrição	J_w	Pressão da água aprox. (MPa)
A – Escavações secas ou caudal afluído pequeno, isto é <5 l/min localmente	1.0	<0,1
B – Caudal médio ou pressão que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades	0.66	0,1-0,25
C – Caudal elevado ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	0.5	0,25-1
D – Caudal elevado ou pressão elevada	0.3	0,25-1
E – Caudal excepcionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	0.2-0.1	>1
F – Caudal excepcionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	0.1-0.05	>1

Notas:

- Os factores nos casos C e F são estimados para condições naturais. O parâmetro J_w deverá ser aumentado caso sejam efectuadas drenagens.
- Os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados

Quadro 11 – Obtenção do valor de SRF (adaptado de Barton, 2000)

a) Zonas de fraqueza intersectando a escavação, o que pode causar perdas no maciço rochoso quando o túnel for escavado				
Descrição			SRF	
A – Ocorrência de zonas alteradas múltiplas contendo argilas ou rochas quimicamente desintegradas em torno da cavidade (a qualquer profundidade)			10,0	
B – Zonas de baixa resistência contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação $\leq 50\text{m}$)			5,0	
C – Zonas de baixa resistência contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade de escavação $> 50\text{m}$)			2,5	
D – Zonas múltiplas de corte em rocha competente, sem argila, com rocha desintegrada na vizinhança (qualquer profundidade)			7,5	
E – Zonas singulares de corte em rocha competente, sem argila (profundidade de escavação $\leq 50\text{m}$)			5,0	
F – Zonas singulares de corte em rocha competente, sem argila (profundidade de escavação $\leq 50\text{m}$)			2,5	
G – Descontinuidades abertas, fracturação muito intensa (qualquer profundidade)			5,0	
b) Rocha competente, problemas de tensões na rocha				
Descrição		σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
H – Tensões baixas, próximo da superfície, diaclases abertas		>200	$<0,01$	2,5
I – Tensões médias, condições de tensão favoráveis		200-10	0,01-0,3	1,0
J – Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade, pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)		10-5	0,3-0,4	0,5-2,0
K – Explosões moderadas de rochas maciças depois >1 hora		5-3,0	0,33-0,16	5-10
L – Explosões moderadas de rochas maciças em poucos minutos		3-2	0,65-1	50-200
M – Explosões intensas de rochas maciças		<2	>1	200-400
c) Rocha esmagada: plastificação de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha				
Descrição		σ_θ/σ_c		SRF
N – Pressão moderada da rocha esmagada		1-5		5-10
O – Pressão elevada da rocha esmagada		>5		10-20
d) Rochas expansivas: actividade química expansiva devida à presença da água				
Descrição			SRF	
P – Pressão de expansão moderada			5-10	
Q – Pressão de expansão elevada			10-15	

Notas:

- Para a alínea a) reduzir os valores de SRF de 25% a 50% se as zonas alteradas influenciarem mas não intersectarem a escavação.
- Para os casos da alínea b) e para tensões virgens fortemente anisotrópicas (se medidas): quando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduzir σ_c para $0,75\sigma_c$. Quando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduzir σ_c para $0,5\sigma_c$, onde σ_c é a resistência à compressão simples, σ_1 e σ_3 são as tensões principais máxima e mínima, e σ_θ a tensão tangencial máxima (estimada através da teoria da elasticidade).
- Ainda para a alínea b), quando a profundidade da coroa é inferior ao vão, deve-se aumentar o valor de SRF 2,5 a 5 vezes (ver H).
- Casos de rocha esmagada podem ocorrer para profundidades $H > 350Q^{1/3}$. A resistência à compressão do maciço é de, aproximadamente, $0,7\gamma Q^{1/3}$ onde γ é o peso volumico da rocha em kN/m^3 .

O valor de Q permite definir classes qualitativas do maciço rochoso e informações sobre a estabilidade e necessidades de suporte em escavações subterrâneas. Para este efeito, Barton et al (1974) definiram um parâmetro adicional a que chamaram de Dimensão Equivalente, D_e , para a

escavação. Esta dimensão é obtida dividindo o vão, o diâmetro ou a altura de escavação, por uma quantidade denominada de ESR, Excavation Support Ratio. O valor de ESR está relacionado com o uso pretendido para a escavação e o grau de segurança que é exigido ao sistema de suporte instalado para manter a estabilidade da escavação. Os valores de ESR podem ser obtidos a partir do quadro 12:

Quadro 12 – Valores de ESR (adaptado de Barton, 2000)

Classe	Tipo de escavação	ESR
A	Cavidades mineiras temporárias	2-5
B	Cavidades mineiras definitivas, túneis de aproveitamentos hidráulicos (excepto túneis sobre pressão), túneis pilotos, túneis de desvio, escavações superiores de grandes cavidades	1,6-2,0
C	Cavernas de armazenagem, estações de tratamento de águas, pequenos túneis rodo-ferroviários, túneis de acesso	1,2-1,3
D	Centrais eléctricas, túneis rodo-ferroviários de grande dimensão, abrigos de defesa, bocas de entrada, intersecções	0,9-1,1
F	Centrais nucleares subterrâneas, estações de caminhos de ferro, equipamentos de desporto ou públicos, fábricas, túneis para “pipelines” de grandes dimensões	0,5-0,8

No caso de túneis escavados com recurso a tuneladora, estes valores sofrem algumas alterações, devendo ser utilizados os valores do quadro 13:

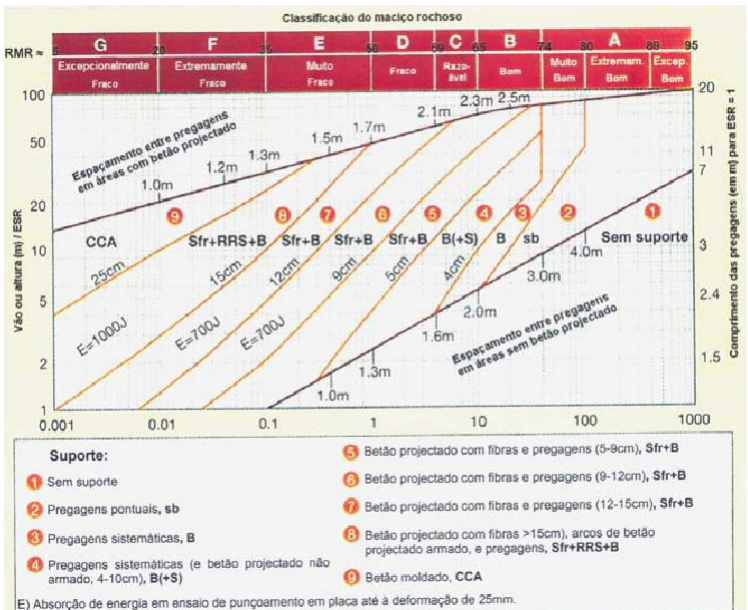
Quadro 13 - Valores de ESR para túneis escavados com recurso a tuneladora (adaptado de Barton, 2000)

Tipo de escavação	ESR
Túneis piloto	2,0
Túneis para água e esgotos	1,5
Túneis de tráfego	0,5 a 1,0*

* Deve utilizar-se o valor 0,5 no caso de túneis longos destinados a comboios de alta velocidade e de tráfego automóvel.

Utilizando os valores de Q e da dimensão equivalente no ábaco do quadro 14 , é possível determinar a categoria do suporte definitivo requerido.

Quadro 14 - Ábaco para a determinação da categoria do suporte definitivo (adaptado de Miranda, 2007)



2.5.3 Sistema GSI

Hoek e Brown propuseram um método empírico para estimar a resistência de maciços rochosos diaclasados com base na litologia, compartimentação estrutural do maciço e nas condições apresentadas pelas superfícies de descontinuidades (Marinos e Hoek, 2000).

Baseados em dados experimentais (ensaios “*in situ*” e laboratoriais) e através de bases teóricas de mecânica da fractura das rochas, estabeleceram em 1980, para rochas intactas, o designado critério de resistência de Hoek e Brown, traduzido pela seguinte expressão (Miranda, 2007):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \cdot \left(m_i \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \right)^{\frac{1}{2}} \quad [9]$$

em que σ_1 e σ_3 são, respectivamente, as tensões principais efectivas máxima e mínima na rotura e m_i uma constante da rocha intacta. Assim, a relação entre as tensões principais na rotura para uma dada rocha é definida por dois parâmetros: a resistência à compressão simples σ_c e a constante m_i . Sempre que possível, os valores destas constantes devem ser determinados através de uma análise estatística de resultados de uma série de ensaios triaxiais. Os valores do parâmetro m_i podem ser estimados a partir do quadro 15 (Hoek, 1994) ou através de uma relação aproximada entre a resistência à compressão e a resistência à tracção da rocha intacta (Miranda, 2007).

Quadro 15 – Estimativa dos valores de m_i (adaptado de Hoek, 1994)

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Siltito 9	Argilito 4
			Grauvaque (18)			
	Não-clástica	Orgânico	Cré (18) Carvão (8-21)			
		Carbonatado	Brecha (20)	Calcário compacto (10)	Calcário grosseiro 8	
		Químico		Gesso 16	Anidrite 13	
Metamórfica	Não foliada		Mármore 9	Corneana (19)	Quartzito 24	
	Levemente foliada		Migmatito (30)	Anfibolito 31	Milonito (6)	
	Foliada		Gnaíse 33	Xisto (10)	Filito (10)	Ardósia 9
Ígnea	Clara		Granito 33		Riolito (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacito (17)	
			Diorito 28		Andesito 19	
	Escura		Gabro 27	Dolerito (19)	Basalto (17)	
			Norito 22			
	Tipo piroclástica extrutiva		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Tufo (15)	






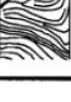
Os mesmos autores apresentaram, também, um critério de resistência para os maciços rochosos, que resultou da generalização da expressão anterior, e cuja versão actual é dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad [10]$$

em que m_b é o valor reduzido do parâmetro m_i e s e a são parâmetros que dependem das características do maciço rochoso (Miranda, 2007).

O desenvolvimento deste método dá origem em 1994 a um sistema de classificação denominado *Geological Strength Index* – GSI (quadro 16). Este sistema que fornece um parâmetro geotécnico que varia entre 0 e 100 e baseia-se no conceito de que a resistência de um maciço rochoso que depende não só das propriedades da rocha intacta, mas também na liberdade que os blocos de rocha têm de escorregar ou rodar sob diferentes condições de tensão (Miranda, 2007).

Quadro 16 – Obtenção do valor de GSI (adaptado de Hoek, 2007)

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX - GSI Índice Geológico de Resistência - maciços dissecados (Hoek e Marinos, 2000) <p>A partir da litologia, da estrutura do maciço e das características das superfícies das descontinuidades, estimar o valor médio de GSI. Não se deve ser demasiado preciso (é mais realista referir um intervalo de GSI = 33-37, que afirmar que GSI = 35). É de referir que a tabela não tem validade para roturas determinadas pela estrutura do maciço. Quando ocorrem descontinuidades desfavoravelmente orientadas, estas determinam o comportamento da escavação.</p> <p>No caso de descontinuidades com preenchimento que se possam deteriorar com a presença de água, resultando na diminuição da resistência ao corte, sugere-se o uso de valores mais à direita. A acção da pressão da água é analisada em função de tensões efectivas.</p>		CARACTERÍSTICAS DAS SUPERFÍCIES DAS DESCONTINUIDADES				
GEOESTRUTURA		QUALIDADE DECRESCENTE DAS SUPERFÍCIES				
		MUITO BOAS Superfícies muito rugosas, sãs	BOAS Superfícies rugosas, ligeiramente alteradas, com oxidação	RAZOÁVEIS Superfícies suaves, moderadamente alteradas e desgastadas	FRACAS Superfícies estratadas, fortemente alteradas, com preenchimentos arenosos	MUITO FRACAS Superfícies estratadas, fortemente alteradas, com preenchimentos argilosos
INTERLIGAÇÃO DECRESCENTE ENTRE BLOCOS DE ROCHA	 INTACTA OU MACIÇA - rocha intacta ou maciça com descontinuidades em pequena quantidade e muito afastadas.	90	80	70	N/A	N/A
	 COMPARTIMENTADO ("blocky") - maciço não perturbado, constituído por blocos cúbicos, bem travados entre si, definidos por 3 famílias de descontinuidades.	85	75	65	55	45
	 MUITO COMPARTIMENTADO ("very blocky") - maciço parcialmente perturbado, com blocos angulares multi-facetados, travados entre si, definidos por 4 ou mais famílias de descontinuidades.	80	70	60	50	40
	 COMPARTIMENTADO/TECTONIZADO ("blocky/disturbed") - dobrado e/ou com presença de falhas, com blocos angulares definidos por várias famílias de descontinuidades. Persistência de xistossidade ou planos de fraqueza.	75	65	55	45	35
	 DESINTEGRADO - maciço pouco interligado, fortemente partido, com mistura de fragmentos angulares e arredondados.	70	60	50	40	30
	 FOLIADO/LAMINADO - maciço foliado, dobrado e tectonizado. A estrutura do maciço é conferida pela presença de planos de xistossidade ou de corte pouco espaçados.	N/A	N/A	30	20	10
						5

Assim, depois de definido o valor do GSI para o maciço, os parâmetros do critério de rotura de Hoek e Brown podem ser determinados a partir das seguintes relações (Hoek et al., 2002 in Miranda, 2007):

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}\right)} \quad [11]$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}\right)} \quad [12]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad [13]$$

onde D é um factor que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi sujeito devido ao uso de explosivos ou à libertação de tensões. Este valor varia entre 0 para maciços não perturbados e 1 para maciços muito perturbados. No quadro 17 são apresentadas as orientações para a escolha do valor de D no caso da escavação de túneis (Hoek, 2002). O valor de m_b pode ainda ser estimado pela seguinte expressão, válida para valores de GSI superiores a 25 (Hoek e Brown, 1997 in Miranda, 2007):



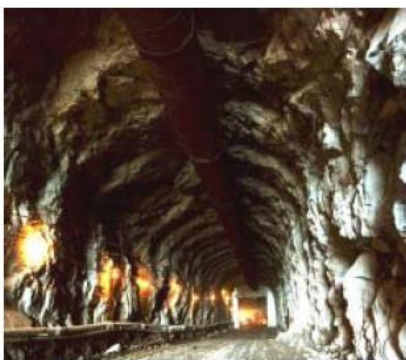
$$m_b = m_i \cdot s^{\frac{1}{2}} \quad [14]$$

As resistências à compressão uniaxial ($\sigma_c, mass$) e à tracção ($\sigma_t, mass$) do maciço rochoso são dadas pelas expressões:

$$\sigma_{1, mass} = \sigma_c \cdot s^a \quad [15]$$






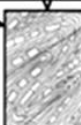
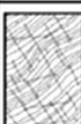

$$\sigma_{t, mass} = \frac{s \cdot \sigma}{m_b} \quad [16]$$

Quadro 17 – Orientações para a escolha do valor de D (adaptado de Hoek, 2007)

Aparência do maciço rochoso	Descrição do maciço rochoso	Valor de D sugerido
	Rebentamentos controlados de excelente qualidade ou escavação por TBM resulta em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel.	$D = 0$
	<p>Escavação mecânica ou manual em maciços rochosos de má qualidade (sem rebentamentos) resulta em perturbações mínimas do maciço rochoso em torno do túnel.</p> <p>Quando existem levantamentos importantes do fundo da escavação devido a problemas de esmagamento, a perturbação pode ser elevada a menos que um aterro provisório seja colocado como se mostra na figura.</p>	$D = 0$ $D = 0,5$ (sem aterro provisório)
	Rebentamentos de muito baixa qualidade num maciço muito rijo resulta em perturbações locais graves, numa extensão de 2 a 3 metros, no maciço rochoso circundante.	$D = 0,8$

Mais recentemente, em 2000, esta classificação foi estendida a maciços rochosos heterogêneos (quadro 18).

Quadro 18 – Obtenção do valor de GSI para maciços rochosos heterogêneos (adaptado Marinós e Hoek, 2000)

GSI PARA MACIÇOS ROCHOSOS HETEROGÊNEOS (Marinós. P e Hoek. E, 2000) Da descrição da litologia, estrutura e características das superfícies das descontinuidades (nomadamente dos planos de estratificação), estimar o valor médio do GSI. Não procure ser preciso. Seleccionar um intervalo de valores entre 33 e 37 é mais realista que afirmar GSI=35. Notar que a tabela não tem validade para roturas determinadas pela estrutura do maciço. Quando ocorrem descontinuidades desfavoravelmente orientadas, estas determinam o comportamento da escavação. No caso de descontinuidades com preenchimento que se possam deteriorar com a presença de água, resultando na diminuição da resistência ao corte, sugere-se o uso de valores mais à direita. A acção da água é analisada em termos de tensões efectivas.		CARACTERÍSTICAS DAS SUPERFÍCIES DAS DESCONTINUIDADES	MUITO BOAS - Superfícies muito rugosas, são	BOAS - Superfícies rugosas ligeiramente alteradas	RAZOÁVEIS - Superfícies suaves; moderadamente rugosas e alteradas	FRACAS - Superfícies estriadas com preenchimento arenoso	MUITO FRACAS - Superfícies estriadas, fortemente alteradas, com preenchimento argiloso
LITOLOGIA E GEOESTRUTURA							
	A. Estratificação espessa, blocos de arenito. A existência de preenchimento é minimizada pelo confinamento do maciço. Em túneis pouco profundos os planos de estratificação podem causar instabilidade estrutural.		70	60	A		
	B. Arenito com intercalações de siltito.			50	B	C	
	D. Siltito ou xistos siltosos com intercalações de arenito.			40		D	E
C, D, E e G – Podem ser mais ou menos foliados do que aparentam, mas sem alterar a resistência. A deformação tectónica, compartimentação e a pouca continuidade transporta esta categorias para a zona F e H.				30			
	F. Deformação tectónica, fortemente foliado e compartimentado, xistos argilosos cortados com intercalações de arenito deformado e partido formando uma estrutura quase caótica.			20		F	
	G. Xisto siltoso ou argiloso não perturbado ou sem fina intercalações de arenito.					G	H
				10			

2.6 Observação de obras geotécnicas

2.6.1 Introdução

Por observação entende-se a acção que vise esclarecer aspectos do comportamento de determinada obra, recorrendo, em geral, à instrumentação, ou seja à instalação de equipamentos destinados a quantificar grandezas pré-definidas. Segundo Caspurro (1999 in Amaral, 2006), a observação de obras geotécnicas é uma matéria sensível e uma vez que os métodos de cálculo não são exactos exige-se ao geotécnico bom senso na ponderação e na aplicação dos parâmetros obtidos.

A observação de obras geotécnicas deve ser iniciada o mais cedo possível, sobretudo no caso de obras urbanas, que intersectem terrenos pouco competentes. Quando os processos construtivos são implementados em obra por fases, a observação permite obter informações sobre a interacção de várias fases, no tempo e no espaço. A observação de uma obra subterrâneas deve contemplar as seguintes fases:

- Previsão do comportamento do terreno de acordo com as condições existentes;
- Selecção dos parâmetros a auscultar;

- Selecção dos instrumentos adequados aos parâmetros definidos;
- Compra e instalação dos instrumentos;
- Leitura, manutenção e protecção dos instrumentos;
- Análise dos dados obtidos e comparação com os dados de projecto.

Nos túneis construídos segundo os princípios do NATM, a interacção entre a observação, o projecto e os processos construtivos permite a minimização de movimentos no terreno, esforços na estrutura de suporte e consequentemente uma diminuição das perturbações provocadas nas estruturas adjacentes.

Os objectivos da observação podem ser enquadrados nas seguintes fases (quadro 19):

Quadro 19 – Objectivos da observação nas diversas fases da obra (adaptado de Jimeno, 2003)

Fase	Objectivos
Antes da construção	<p>Dotar o projectista de parâmetros geotécnicos quantificados que permitam adequar o projecto às reais condições da obra;</p> <p>Previsão das tensões e deformações com vista ao dimensionamento da geometria e do suporte da escavação, evitando o sobre e sub-dimensionamento das estruturas provisórias e definitivas, incluindo dados sobre o modelo de deformação, resistência da rocha e estado de tensões “in situ”;</p> <p>Redução dos custos de execução;</p> <p>Diminuição de impactes no meio envolvente.</p>
Durante a construção	<p>Auscultar cargas, tensões e deformações que validem o suporte implementado, ou proporcionem as bases necessárias para a sua alteração/complemento;</p> <p>Determinar as causas dos movimentos do solo, magnitude, distribuição e o efeito nas estruturas mais próximas, garantindo que os assentamentos e distorções introduzidos pela escavação, se situam dentro dos limites aceitáveis (em zonas urbanas, a limitação de assentamentos é essencial para evitar danos em edificações e infra-estruturas nas imediações do túnel);</p> <p>Definir o modelo de deformação do maciço permitindo a extrapolação do comportamento observado em secções já escavadas para secções não escavadas, de modo a possibilitar, a alteração dos métodos construtivos e das soluções estruturais adoptadas em função do comportamento real do maciço, num processo interactivo de optimização da concepção da obra;</p> <p>Complementar o mapeamento geológico, a verificação de conformidades e as demais informações de campo, controlando a progressão das frentes de trabalho;</p> <p>Aumentar os níveis segurança na execução dos trabalhos e diminuição de impactes no meio envolvente.</p>
Depois da construção	<p>Controlar a evolução de tensões e deformações como prevenção de possíveis roturas;</p> <p>Controlar a evolução do comportamento das estruturas visando a segurança dos seus utilizadores;</p> <p>Permitir intervenções de manutenção, reforço ou contenção da estrutura em tempo útil.</p>

As actividades de observação, estão muito condicionadas pelo factor económico. Contudo, a sua implementação permite, mediante um ajustamento dos meios, optimizar, do ponto de vista

económico, projectos delicados e controlar eficazmente o risco no decurso das diferentes fases da vida da obra, o que só por si a justifica plenamente.

2.6.2 Plano de observação

A AFTES (1998) considera as seguintes tarefas na elaboração do plano de observação:

- Definição dos objectivos de observação em função das várias fases de vida da obra;
- Previsão dos fenómenos que condicionam o comportamento da obra e das infra-estruturas existentes à superfície, estimando as amplitudes de variação;
- Definição dos limites de alerta e alarme;
- Definição da periodicidade de leitura e comunicação às entidades responsáveis;
- Definição das tarefas dos vários intervenientes na obra;
- Definição dos parâmetros característicos a medir e as causas que os produzem;
- Definição dos equipamentos considerando a precisão, fiabilidade e durabilidade;
- Localização dos equipamentos, quantidade, distribuição e zonas de acesso;
- Definição do procedimento de instalação e plano de verificação e manutenção periódica;
- Planeamento de inspecções visuais;
- Definir linhas orientadoras sobre o processamento de dados, considerando a aquisição, tratamento, compilação, análise, interpretação e elaboração de relatórios;
- Organização da informação associada à obra (características gerais do empreendimento, processos construtivos e progressão dos trabalhos, geologia e características geomecânicas, infra-estruturas existentes e órgãos instalados ou a instalar na obra);
- Automatização da recolha de dados, contemplando, as grandezas a observar, o sistema de aquisição, o software, o sistema de transmissão e o sistema de processamento.

Hoek & Brown (1980 in Jimeno, 2003), apresenta uma lista de erros comuns na observação de obras subterrâneas:

- Insuficiente planificação;
- Instalação tardia dos instrumentos;
- Dificuldades de acesso aos locais de leitura;
- Inexperiência do pessoal de instalação e leitura;
- Incapacidade da equipa de leitura para analisar dos resultados em obra;
- Instrumentos danificados durante a construção, por incorrecta instalação ou incorrecta execução dos trabalhos de escavação;
- Indefinição de responsabilidades no contrato com o subempreiteiro responsável pela instalação dos instrumentos;

- Instrumentos inadequados para as difíceis condições de trabalho;
- Perda de informação por redução de custos associados aos instrumentos e equipa de leitura.

Segundo Amaral (2006), a tarefa crítica consiste em, definir o que observar e porquê, o que leva à questão: que acção será tomada após a obtenção dos resultados interpretados? Se a segurança do túnel estiver envolvida ou se os custos forem elevados, as especificações devem incluir planos de contingência aliados aos resultados de observação. Frequentemente, não haverá tempo suficiente para planear e activar uma alternativa se estas acções forem apenas pensadas em campo após os resultados de observação terem indicado perigo.

Impõe-se a necessidade de prolongar os planos de observação e instrumentação para além da execução da obra, isto é, já durante a fase de exploração, pois só assim é possível detectar comportamentos anómalos que podem afectar a operacionalidade e a segurança das estruturas, bem como detectar danos que venham a exigir obras de manutenção e/ou reabilitação.

2.6.3 Selecção e instalação de equipamento

As características habitualmente consideradas na selecção dos equipamentos são (Cording et al., 1975; Hanna, 1985; Dunclyff e Green, 1988; Caspurro, 1999; Sousa, 2001 in Amaral 2006; e Jimeno, 2003; Arrais, 2008):

- Adequação às condições do túnel;
- Adequação às características geológicas e geotécnicas do traçado do túnel;
- Princípio de funcionamento dos aparelhos compatível com a grandeza a medir;
- Perturbação mínima da zona onde é instalado o aparelho;
- Campo de medida compatível com as variações das grandezas a observar;
- Precisão adequada, fiabilidade e robustez;
- Facilidade de instalação;
- Custos de aquisição, instalação e manutenção;
- Possibilidade de automação;
- Baixa manutenção;
- Compatibilidade com os processos construtivos;
- Resistência ao ambiente onde serão colocados;
- Período/duração da observação.

No quadro 20 apresenta-se o campo de aplicação dos principais métodos e instrumentos:

Quadro 20 – Campo de aplicação dos principais métodos e instrumentos (adaptado Arrais, 2008)

Métodos/Instrumentos	Aplicação
Movimentos superficiais	
Topografia	Movimentos horizontais e verticais de muros, assentamentos por nivelamento de precisão, teodolito.
Extensómetro vertical	Medição assentamentos.
Sismógrafo e geofone	Medição de vibrações resultantes de escavação com explosivos, ou outros métodos que provoquem vibrações.
Movimentos no interior da escavação	
Extensómetro vertical de varas	Assentamentos relativos a pontos instalados a várias profundidades.
Inclinómetro e pêndulos	Medição de deformações laterais desde a superfície em solos brandos.
Deflectómetro	Usado em rochas como instalação permanente para observar movimentos perpendiculares, por ex. em zonas de falha. Aplicam-se em furos de pequeno comprimento do tipo sondagem piloto e proporcionam deformações do maciço em zona de corte. Permite detectar a presença de águas subterrâneas.
Extensómetro de sondagem	Observação de movimentos paralelos ao paramento. Usado em túneis e cavernas em qualquer orientação. Usados para medir os gradientes de deformação e convergências. Podem obter-se as cargas do maciço para o desenho do suporte.
Medição de convergências	Entre hasteais, tecto e soleira.
Emissão acústica	Detecta e mede o ruído causado pela relaxação de tensões em solos e rochas.
Pressões e tensões "in situ"	
Piezómetros	Medição de tensões intersticiais.
Células de pressão ou tensão	Medição de tensões entre o terreno e o revestimento. Mede as variações das tensões no tempo, e informa sobre a necessidade de suporte adicional.
Células de carga	Medição de cargas em ancoragens e pregos e revestimentos, uma redução da carga implica a aplicação de pregos adicionais, provavelmente com maior comprimento.
Bandas extensométricas	Medição de deformações em ancoragens, aplicam-se nos elementos metálicos.
Medidores de tensões	Instalados em furos para medição das alterações de tensões durante os trabalhos subterrâneos.
Tensões residuais em rocha	
Métodos superficiais e medição de deformações	Tensões a curta distância atrás do paramento da escavação.
Métodos profundos	Permitem a medição profunda de tensões residuais por técnicas de sub-perfuração.
Fracturação hidráulica	Medição de profundidades até 1500m .

A instalação dos equipamentos influencia substancialmente o custo e o rigor da observação. Para a correcta instalação dos equipamentos deverá seguir-se um conjunto de regras (Arrais, 2008):

- Os instrumentos devem ser instalados de acordo com as instruções do fabricante;
- Verificar a precisão do instrumento aquando da sua recepção e após instalação;

- Respeitar as exigências especificadas nos cadernos de encargos dos donos de obra;
- A instalação das marcas de convergência no túnel deverá ser efectuada junto da frente de escavação, dentro do último avanço escavado, após a aplicação de betão projectado;
- Manter a acessibilidade aos instrumentos durante toda a construção;
- Proteger os instrumentos contra danos provocados pelas actividades de construção;
- Substituir de imediato os instrumentos danificados por operações de construção;
- Todos os instrumentos devem estar codificados.

2.6.4 Principais instrumentos e princípios de funcionamento

2.6.4.1 Alvos topográficos

A leitura de convergências possibilita verificar os níveis de descompressão do terreno e o comportamento do suporte primário, sendo realizada por monitorização óptica de alvos topográficos com aparelhos do tipo teodolito electro-óptico de alta precisão. Os alvos topográficos são colocados em suportes metálicos solidarizados como terreno (figura 15,a).

2.6.4.2 Marcas de nivelamento

Utilizam-se na monitorização de assentamentos superficiais, causados pela escavação do túnel. São instaladas directamente no terreno firme ou brando, no pavimento e lancis. São seladas com betão num furo duma profundidade mínima de 50cm ou soldados a uma vara de aço de diâmetro mínimo 30mm, comprimento 80cm, cravado no terreno (figura 15,b). Após a instalação é efectuada a leitura com recurso a aparelho do tipo teodolito. A marca de nivelamento tal como os alvos fotográficos.

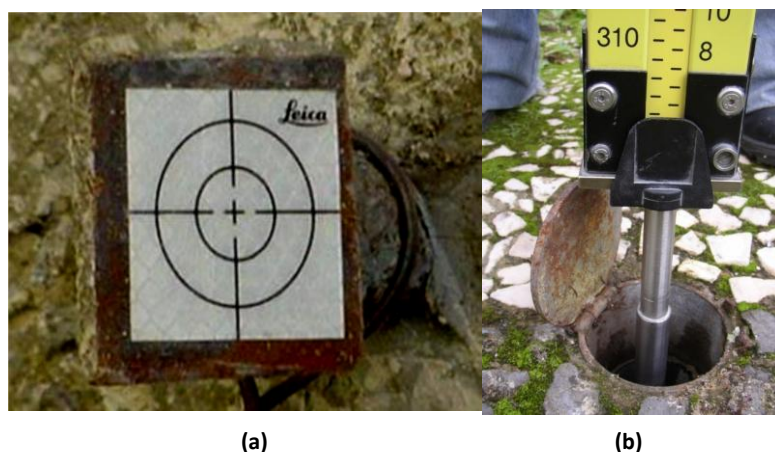


Figura 15 – (a) Alvo topográfico autocolante e (b) leitura da marca nivelamento

2.6.4.3 Extensómetros

São utilizados para medir deformações do maciço a diferentes profundidades, sendo constituídos por cabeça de leitura e varões múltiplos com ancoragens mecânicas num ponto fixo a profundidade definida. A instalação consiste na execução de um furo de sondagem, seguida da introdução do conjunto de varas (vem cortado à medida de fábrica) e injeção de calda de cimento, para que as ancoragens fiquem sólidas com o maciço envolvente, assegurando liberdade de movimento às varas. São colocados ao eixo do túnel para detectar os movimentos mais próximos da abóbada. As leituras são realizadas através de um deflectómetro analógico ou digital, com mostrador ou com utilização de conversores eléctricos para leituras à distância. A frequência de leituras é coordenada com a monitorização dos assentamentos superficiais. O nível da cabeça do extensómetro deverá ser medido com cada leitura do extensómetro (figura 16).



Figura 16 – Extensómetro multiponto de 2 varas

2.6.4.4 Inclínómetros

O inclinómetro permite quantificar movimentos horizontais em profundidade e é instalado em locais considerados sensíveis, como os emboquilhamentos. A instalação consiste na execução de um furo de sondagem, onde são instaladas calhas inclinométricas com ranhuras nas posições ortogonais e que servem de guia às rodas do torpedo. A profundidade da calha deverá garantir o encastramento em maciço de boa qualidade, garantindo a fiabilidade das leituras e, deverá atingir cerca de 10m abaixo da soleira do túnel. No topo das calhas coloca-se uma tampa de protecção (figura 17,a).



Figura 17 – (a) Caixa de protecção da calha inclinométrica e (b) “torpedo”

As leituras são realizadas com recurso a um torpedo inclinométrico segundo as posições ortogonais. Os dados recolhidos pela unidade de leitura são posteriormente tratados por intermédio de software próprio, que produz gráficos deslocamentos/tempo (figura 17,b).

2.6.4.5 Piezómetros

São utilizados para identificar o nível freático e medir a pressão de água no solo perto do túnel. A sua instalação consiste na colocação de um tubo crepinado em furos de sondagem com comprimento que pode atingir os 30m. A leitura é realizada com recurso a uma sonda piezométrica (figura 18) à qual está associada uma fita métrica.



Figura 18 – Sonda piezométrica

2.6.4.6 Sismógrafos

Os sismógrafos modernos detectam os movimentos do solo através de um sinal eléctrico que é convertido num sinal digital sendo registado em suporte magnético (figura 19,a).

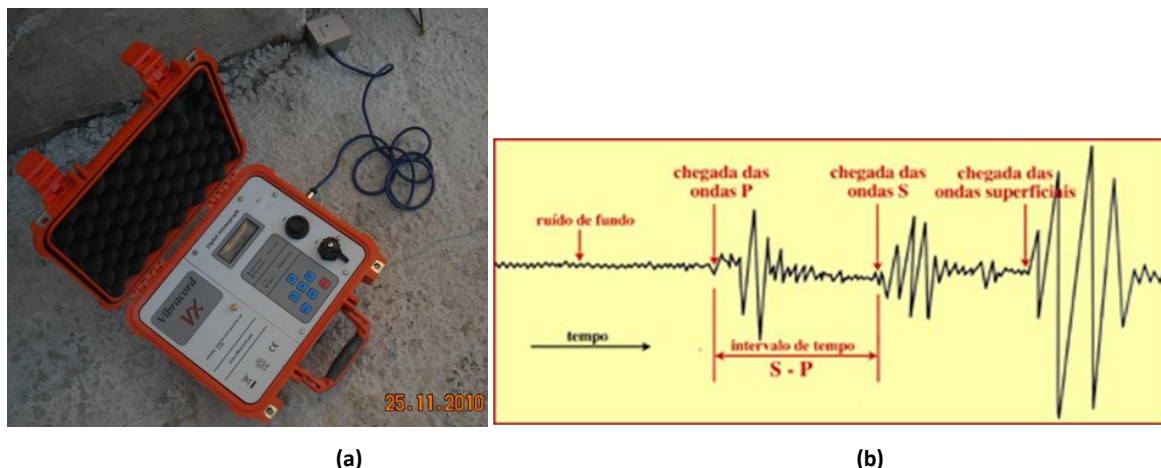


Figura 19 – (a) Sismógrafo digital (Vibracord VX) e (b) Registo sismográfico e sua interpretação

Os registos digitais têm maior fiabilidade que os analógico e possibilitam efectuar o processamento numérico por computador. O aspecto do sismograma é complexo e a sua interpretação requer considerável experiência (figura 19,b). Cada grupo de ondas que é registado no sismograma é designado pelo termo de fase.

2.6.5 Trabalhos preliminares

Antes do início dos trabalhos deverão ser realizadas vistorias prévias com o intuito de inventariar todas as anomalias de cada uma das edificações na envolvente da escavação. Este levantamento para além de estabelecer o tipo de anomalia e sua localização, pretende também determinar os seguintes aspectos (Arrais, 2008):

- Profundidade dos elementos de fundação das edificações, sempre que seja possível;
- Tipo de estrutura da edificação;
- Idade de construção;
- Número de pisos da edificação;
- Estado de conservação e aspecto geral da qualidade dos materiais da edificação.
- Identificação de elementos que possam por em risco transeuntes na via publica face aos trabalhos que irão decorrer, nomeadamente desmontes com explosivos;
- Elaboração de relatório e planta com o nível de risco das edificações;
- Reforço da instrumentação e leituras se necessário, função do levantamento efectuado.

2.6.6 Localização da instrumentação e frequência de leituras

A localização da instrumentação depende essencialmente dos seguintes factores (Arrais 2005):

- Características das obras;
- Características do maciço envolvente;

- Características do meio.

O quadro 21 apresenta os locais de instalação dos instrumentos de observação:

Quadro 21 – Localização dos instrumentos de observação (adaptado Arrais, 2008)

Instrumentos	Localização
Marcas de nivelamento	Diferentes patamares de escavação; Estradas nas imediações da escavação.
Alvos topográficos	Taludes de escavação; Fachadas dos edifícios contíguos à obra; Interior da escavação mineira.
Piezómetros	Imediações da escavação.
Inclinómetros	Imediações da escavação; Taludes de escavação.
Extensómetros	Imediações da escavação;
Células de carga	Interface terreno/suporte primário; Interface suporte primário/revestimento final; Ancoragens/pregagens.
Clinómetros	Interiores de edifícios.
Fissurómetros	Fachadas e interiores de edifícios.
Sismógrafos	Estruturas contíguas à obra.

A periodicidade das medições é determinada em fase de projecto de execução com base na previsão de deslocamentos e em fase de execução pela evolução temporal das grandezas medidas e níveis de atenção e alerta previamente fixadas (Arrais, 2005).

2.7 Análise de riscos

A construção de túneis é, inevitavelmente, causa de grandes movimentos em superfície que em áreas urbanas construídas são fonte de desordens que poderão afectar os edifícios e os inúmeros serviços instalados no subsolo, redes de águas, esgotos, gás, electricidade e comunicações. Neste sentido, torna-se importante nos projectos de túneis estimar esses movimentos bem como a avaliação dos riscos de danos associados, como forma de tomada de decisão sobre as soluções ou caminhos a seguir no sentido de os mitigar. Na extensão abrangida pelo traçado do túnel, existem edificações dentro da área de influência da escavação do túnel, interferências que deverão ser analisadas sob o ponto de vista de eventuais desordens. A metodologia a adoptar para avaliação das interferências e as consequentes medidas mitigadoras deve seguir três etapas (Arrais, 2008):

- Definição dos prováveis limites da influência da escavação do túnel e identificação das estruturas susceptíveis de serem afectadas;

- Avaliação dos eventuais assentamentos e dos danos produzidos nessas estruturas ou nos seus componentes;
- Adopção de medidas preventivas e/ou correctivas.

Os limites de influência podem ser estimados através de modelos numéricos e aferidos com base em medições obtidas na instrumentação efectuada na obra em secções de escavação imediatamente antes das interferências. Os limites do corredor de influência não podem ser rígidos, terão obrigatoriamente que se adaptar às características das estruturas susceptíveis de serem afectadas.

Os cenários de risco correspondentes a este tipo de obras, quer durante a construção quer durante a sua vida útil, são função do modo como se efectuará a escavação e suporte, da sequência adoptada, da rapidez e da qualidade dos materiais usados nos suportes, da sua actuação e evolução no tempo. Está associado a este cenário o comportamento/resposta do maciço envolvente à escavação e suporte realizados.

Os cenários de risco da secção mineira, consideram:

- Assentamentos à superfície afectando as construções existentes;
- Fissuração em edifícios existentes à superfície;
- Rotura da escavação do túnel em presença de água ou de materiais de fraca qualidade geotécnica e pouco recobrimento;
- Rotura dos suportes por carregamento excessivo;
- Convergências elevadas que afectem a secção por redução da área útil;
- Rotura das fundações dos hasteais.

As grandezas consideradas para traduzir o comportamento da obra estão essencialmente ligadas à variação da geometria dos seus componentes, e ao estado de tensão e deformação dos materiais utilizados nas estruturas e nos suportes.

Assim deverão ser medidos os estados de deformação e os deslocamentos quer através de extensómetros, quer por diferença de nível em marcas de referência ou variação do comprimento duma grandeza geométrica estabelecida no contorno interior do túnel, quer ainda pela instalação de inclinómetros em superfície. A presença e variação dos níveis de água no terreno serão avaliadas pela instalação de piezómetros. A abertura de fendas ou a sua evolução será medida com a instalação de fissurómetros. A instalação e observação deste equipamento tanto poderão ser em superfície como no interior da escavação do túnel.

2.8 Escavação e suporte

A escavação subterrânea em meio urbano é uma actividade complexa quer pelo meio em que é executada, quer pelas métodos e processos construtivos utilizados, existindo uma forte interacção entre ambos.

Neste tipo de obra são estabelecidos os seguintes objectivos:

- Cumprimento do projecto definido;
- Cumprimento das clausulas contratuais, nomeadamente prazos e custos;
- Cumprimento dos padrões de qualidade na execução;
- Cumprimento da regulamentação aplicável, ambiente, segurança etc.;
- Eliminar ou quando tal não for possível, mitigar os impactes da obra no meio envolvente.

Tendo em conta os objectivos mencionados, compete à entidade executante estudar, planear, preparar e executar a obra, ou seja reunir os meios e tomar as decisões necessárias visando o cumprimento integral dos mesmos.

2.8.1 “New Austrian Tunnelling Method” - NATM

Desde o início do século XIX que as técnicas de construção de túneis evoluíram até à apresentação do “*New Austrian Tunnelling Method*” - NATM por Rabcewicz em 1962 no XIII Colóquio de Geomecânica em Salzburgo, sendo reconhecida internacionalmente 2 anos mais tarde, em 1964 (Karakus & Fowell, 2004). Actualmente é um dos métodos de construção de túneis mais utilizado (Gomes et al.2007), no entanto ao longo dos anos, este método, técnica ou filosofia de construção de túneis nunca gerou consenso e vários foram os autores que estudaram este assunto. Kovari (1994) coloca a questão sobre se o NATM é um método ou uma filosofia pondo em causa a exclusividade e validade de alguns princípios. A descrição apresentada por Rabcewicz em 1964 é a seguinte: “*...Trata-se de um novo método que consiste na aplicação de uma fina camada de betão projectado no suporte da escavação o mais rapidamente possível de forma a criar um arco auxiliar, sendo a deformação do terreno uma função do tempo até se atingir o equilíbrio*”. A partir de várias referências é possível sumariar as principais directrizes do método (Karakus & Fowell, 2004):

- A resistência do terreno deve ser preservada e potenciada ao máximo;
- A mobilização da resistência do terreno é conseguida à custa do controlo das deformações. Uma deformação excessiva resultará na perda de resistência do terreno e será necessário aplicar um suporte mais pesado;

- O suporte inicial é realizado de forma sistemática através da aplicação de uma fina e flexível camada de betão projectado, pregagens e ancoragens de forma a tingir o princípio mencionado no ponto anterior;
- A escavação é realizada por fases;
- O suporte definitivo é aplicado numa fase posterior;
- Os ensaios laboratoriais e a monitorização são fundamentais;
- As entidades envolvida no projecto, execução e fiscalização devem compreender o método e cooperar na resolução dos problemas que possam surgir;
- O comprimento do vão sem suporte deverá ser o menor possível.

Gomes et al (2007) apresenta uma “caixa de ferramentas” do NATM (quadro 22):

Quadro 22 – Caixa de ferramentas do NATM (Gomes et al, 2007)

Geometria de avanço	Podem variar de secção plena a subdivisão da face de escavação em tecto ou em coroa, bancada, galeria lateral, galerias múltiplas, etc.; A redução do avanço da escavação, ou, se necessário, escavação e suporte continuo em solos extremamente moles; Geometria e avanço podem ser adaptados na medida do necessário;
Pré-suporte	Drenagem da área de escavação; Enfilagens com vários tipos de elementos. O método de enfilagem continuo no contorno da escavação e provavelmente o mais eficaz actualmente, para pré-suporte em trechos longos; Jet Grouting horizontal também melhora o solo na frente da escavação; Injecções convencionais no maciço circundante do túnel.
Suporte da frente	Estabilizar a frente com escombros (núcleo de apoio); Estabilizar a frente com betão projectado; Contenção com ancoragens cimentadas ou barras metálicas; Contenção com chapas metálicas; Aplicar injecções na frente da escavação; Escavar em diferentes fases de acordo com a dimensão da secção e a natureza do terreno.
Estabilidade Periférica	Suporte em todo o contorno anelar da escavação; Aumentar a espessura do betão projectado; Aumentar o numero de ancoragens e o seu comprimento; Reforçar temporariamente a soleira com betão projectado; Reforçar a fundação da soleira com injecções de cimento e ancoragens cimentadas; Aplicar injecções em toda a periferia da escavação.
Intervenções de Emergência	Instalação de vigas metálicas ou de madeira para suporte; Colocação de enchimento com agregados triturados; Aplicação de sacos com mistura seca de betão projectado.

2.8.2 Técnicas de escavação

A escavação pode ser realizada com recurso a explosivos ou com meios mecânicos (toneladoras, máquinas de ataque pontual, martelos demolidores), em função dos seguintes factores (Bastos, 1998):

- Geológico-geotécnicos;
- Geométricos;
- Estruturais;
- Risco;
- Geográficos;
- Ambientais;
- Económicos.

Os maciços rochosos, como elementos geológicos complexos e raramente possuem características de homogeneidade, isotropia e continuidade, pelo que por vezes é necessária a utilização de mais que um método ou técnica para a escavação integral de uma obra subterrânea. No entanto é económica e tecnicamente inviável a substituição dos métodos de escavação no decorrer da abertura de um túnel, existindo adaptações possíveis nos diferentes métodos, dependentes das características do maciço e das condicionantes locais. Estas variantes, consoante o processo em uso, traduzem-se na aplicação de equipamentos de diferente potência ou sistema de corte, ou na adaptação do diagrama de fogo no caso de desmonte com explosivos.

As limitações no uso de explosivos estão relacionadas com as condições do meio onde se desenrolam as actividades, devido à presença de estruturas civis e ambiente natural, potencialmente afectados pelas vibrações, ruídos, poeiras. Entre as estruturas que podem limitar, ou mesmo inviabilizar, a utilização de explosivos, encontram-se os gasodutos, caminhos de ferro, estradas, pontes, viadutos, aglomerados populacionais, barragens e albufeiras, centrais energéticas, refinarias ou outras instalações industriais, hospitais e estruturas subterrâneas sensíveis como outros túneis, minas, instalações de armazenamento de produtos de risco e instalações militares (Bastos, 1998). Relativamente às situações ambientais, a utilização de explosivos através da fracturação que induz ao maciço, pode afectar cursos de água, bem como os aquíferos existentes

A secção do túnel, geralmente imposta pelo Dono da Obra ou pelo Projectista, de acordo com o objectivo da infra-estrutura, é outro dos condicionalismos com que se debate a escolha da técnica de desmonte, uma vez que pode limitar a gama de equipamentos a operar no espaço disponível e a eficiência destes. A selecção do tipo de sistema de desmonte a aplicar (mecânico ou com

explosivos), deve ter em conta aspectos como a altura do nível freático acima da soleira do túnel, a profundidade de recobrimento, a distância do eixo do túnel às estruturas existentes (construções, rios, etc.), a sensibilidade das estruturas superficiais, bem como os parâmetros mecânicos característicos do maciço a escavar.

As classificações geomecânicas e o zonamento geotécnico do maciço têm como propósito estimar o suporte a utilizar em cada zona da escavação.

Os métodos de escavação, tanto por explosivos como mecânicos, podem ser faseados de acordo com as características da obra e do maciço rochoso. Em túneis de grande secção, é geralmente utilizada a técnica de desmonte sucessivo de secções parciais, de forma a minorar a instabilidade das frentes, dos tectos e dos hasteais, bem como reduzir as convergências no túnel. Este método é preferencialmente utilizado em túneis em maciços rochosos muito brandos (ou maciços terrosos), com pequeno recobrimento, nomeadamente em meio urbano.

A escavação com meios mecânicos apresenta um conjunto de vantagens comparativamente com a utilização de explosivos (Gomes et al, 2007):

- Menor perturbação do terreno remanescente;
- Menor sobre escavação e portanto menor custo na aplicação do revestimento;
- Menores vibrações e onda sonora;
- Menor perigosidade dos trabalhos;
- Melhor aceitação pela população vizinha.

2.8.3 Escavação com martelo hidráulico

Em terrenos heterogéneos, apresentando-se escaváveis com meios mecânicos, é corrente o uso de martelo hidráulico demolidor sempre que se verifica necessário empregar meios mais potentes. As grandes vantagens deste método são:

- Disponibilidade de equipamento no mercado;
- Menor custo de investimento;
- Disponibilidade de mão-de-obra experiente;
- Reduzida sobre escavação;
- Condições de segurança.

Na escavação de túneis o equipamento está sujeito a árduas condições de trabalho, fundamentalmente devido à posição de ataque, horizontal e sub-vertical invertido, propiciando a entrada de detritos para o interior do corpo do martelo, causando maior desgaste do equipamento. As poeiras abrasivas que circulam no ar podem entrar na câmara de percussão, o circuito de óleo entre o acessório e a unidade de transporte pode ficar contaminado e pode

ocorrer a formação de ferrugem no pistão provocada por salpicos de água no martelo demolidor (Atlas Copco, 2011). A Atlas Copco apresentou (2010) um novo sistema de ventilação do martelo demolidor com unidade de transporte integrada para trabalhos de escavação subterrânea. O sistema de ventilação que fornece ar adicional, é fácil de instalar e diminui o risco de desgaste excessivo nos martelos demolidores hidráulicos (Atlas Copco, 2011).

O processo de rotura da rocha pode ocorrer através de rotura primária, quando existe apenas uma frente livre, como é exemplo a escavação de um túnel em “fundo de saco”, poderá também ocorrer quando existem duas frentes livres, como são exemplo as operações de taqueio, pode ainda ocorrer numa situação intermédia, quando existem duas faces livres perpendiculares entre si. Na operação de desmonte na frente de um túnel, esta deverá ser desenvolvida de modo à maior parte do volume a desmontar se apresentar nestas condições. Existe uma relação íntima entre a energia específica e a dimensão normal dos blocos a fragmentar. Estudo laboratoriais permitem concluir (Gomes et al, 2007):

- O uso de escopro rectangular com um raio de cortante suficiente para minimizar o desgaste da ferramenta é mais eficaz do que outras formas, mesmo a semi-esférica;
- Há um limite de energia por golpe de aproximadamente 1.500J abaixo do qual não se produz rotura em rochas duras, mesmo depois de muitos golpes sucessivos;
- A energia por golpe para partir um bloco de 0,5 m de espessura é de 4.000J;
- A energia superior produz uma melhoria pouco significativa dos resultados;
- O número de impactos sucessivos para provocar a rotura, poderá reduzir-se a metade se forem removidos os detritos acumulados na cratera entre diferentes golpes;
- Produz-se uma transferência máxima de energia quando a massa do êmbolo do martelo e a massa da ferramenta são iguais;
- Para uma dada energia de impacto, a rotura é favorecida quando a frequência se combina com uma maior amplitude do movimento do êmbolo e menor tempo;
- A força axial aplicada para manter o contacto da ferramenta com a rocha não tem efeito.

2.8.4 Escavação com equipamento de ataque pontual

Actualmente estes equipamentos (figura 20) têm capacidade para escavar rocha com resistência à compressão simples de 124MPa atingindo mais de 64ton de peso, são utilizados na indústria mineira e na construção de obras subterrâneas de diversos fins e representam uma opção válida para trabalhos onde a aplicação de outros métodos mais produtivos não seja possível . O seu desenvolvimento deve-se às inúmeras vantagens relativamente a outras técnicas de escavação, nomeadamente em relação à utilização de explosivos (Jimeno, 2003):

- Maior exactidão de perfilamento da secção de escavação;
- Menor perturbação do maciço remanescente;
- Menor necessidade de aplicação de suporte.



Figura 20 – Roçadora Sandvik MR300 (Sandvik, 2011)

As máquinas de ataque pontual são constituídas por uma cabeça rotativa suportada por um braço articulado de accionamento hidráulico, equipada com ferramenta de corte. Alguns destes equipamentos possuem sistema de remoção de escomburo da frente de escavação. No entanto, este equipamento apresenta algumas limitações:

- Mais utilizados em rochas brandas;
- O rendimento é normalmente inferior a outros métodos;
- Utilização em obras de pequena extensão;
- Elevado custo de aluguer e aquisição quando comparadas com outros equipamentos;
- Disponibilidade de equipamentos no mercado.

As características fundamentais deste tipo de equipamento são:

- Potência do motor de rotação da cabeça;
- Peso da máquina contrariando a reacção do terreno.

2.8.5 Cabeças roçadoras

Outra aplicação deste sistema de escavação permite a utilização apenas da cabeça rotativa em equipamentos do tipo escavadora hidráulica (figura 21). Esta adaptação permite em muitos casos uma maior rentabilidade do equipamento em obra e consequentemente uma redução acentuada dos custos.



Figura 21 – Escavadora hidráulica com cabeça roçadora (Sandvik, 2011)

Relativamente às cabeças rotativas e tal como se apresenta na figura 22, elas podem ser de dois tipos:

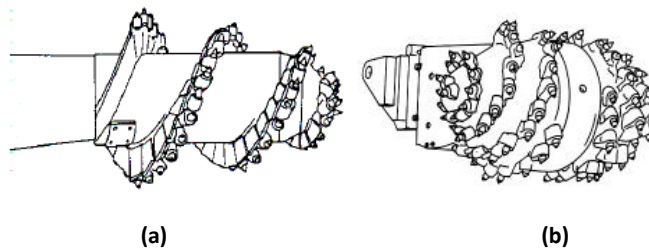


Figura 22 – Tipos de cabeças roçadoras, (a) axial e (b) transversal (adaptado de Jimeno, 2003)

A cabeça de corte axial apresenta-se sobre a forma cilíndrica ou troco-cónica e a ferramenta de corte é constituída por um conjunto de elementos denominados “picas”, colocadas sobre uma hélice com um movimento em tudo semelhante ao de um saca-rolhas. A força de corte é aplicada lateralmente, pelo que não é possível aproveitar o seu peso como força de reacção, atingindo velocidades reduzidas compreendidas entre 20 e 65 rpm. São normalmente utilizadas em trabalhos mineiros quando existe necessidade de explorar camadas pouco possantes sem o desmonte da rocha encaixaste (Gomes et al, 2007).

A cabeça de corte transversal gira sobre um eixo perpendicular ao braço de suporte e a ferramenta de corte executa uma trajectória helicoidal originando um corte tridimensional. Neste movimento o peso do equipamento é utilizado para vencer a reacção do terreno, aumentando o rendimento de escavação e permitindo a sua aplicação em rochas duras. Estas cabeças atingem velocidades compreendidas entre os 45 e os 100 rpm. A figura 23 apresenta o movimento efectuado por cada cabeça.

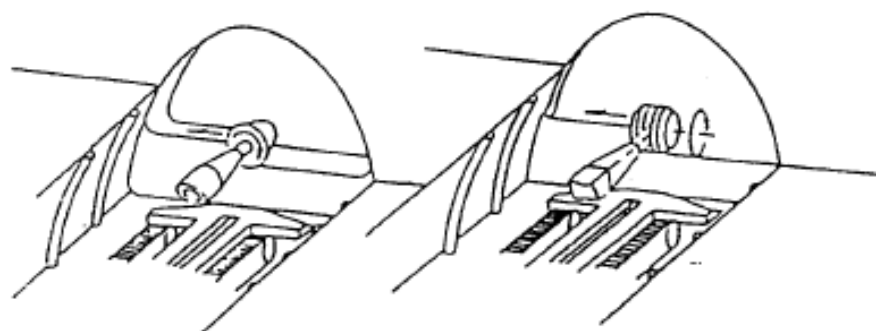


Figura 23 – Movimento efectuado pela cabeça axial e cabeça transversal (Lopéz, 2003)

Ambos os tipos de cabeças apresentam vantagens e desvantagens, pelo que a escolha de um ou outro tipo de cabeça depende essencialmente das características geomecânicas da rocha (Gomes et al, 2007). No quadro 23 apresenta-se de forma resumida uma comparação entre os dois tipos de cabeças roçadoras, atendendo essencialmente à produtividade, perfil de escavação e estabilidade do equipamento.

Quadro 23 – Resumos da comparação entre cabeças roçadoras (adaptado Gomes et al, 2007)

Tipo de cabeça	Cabeça axial ou lateral	Cabeça transversal ou frontal
Produtividade	<p>Como permite cortes mais profundos para o mesmo diâmetro, a produção é maior que nas cabeças frontais;</p> <p>Penetra com facilidade na frente e pode cortar em qualquer direcção aproveitando melhor as zonas débeis do maciço rochoso para realizar o arranque;</p> <p>Como consequência da geometria da cabeça, as forças repartem-se pelo número de picas diminuindo a profundidade de corte e a produtividade, aumentando o desgaste das picas;</p> <p>A solução passa pela redução do número de picas na cabeça sem prejudicar a interacção entre elas e utilizar uma velocidade periférica menor.</p>	<p>A penetração é mais difícil uma vez que a parte externa da cabeça é a que possui maior diâmetro pelo que a tendência é diminuir o avanço para facilitar o trabalho das picas;</p> <p>A redução da penetração pode aumentar as vibrações;</p> <p>Em rochas duras é mais fácil adaptar a cabeça frontal uma vez que a aplicação de forças é facilitada na direcção do eixo da galeria.</p>
Perfil de escavação	Melhor perfil de escavação que as cabeças frontais.	Produzem maiores irregularidades, logo maior sobre escavação.
Estabilidade do equipamento	<p>As forças de corte são predominantemente perpendiculares à direcção de avanço;</p> <p>No avanço, cria 3 superfícies de arranque enquanto a cabeça transversal apenas cria 2 superfícies;</p> <p>O deslocamento da cabeça é elevada enquanto a penetração é mais fácil que nas cabeças frontais.</p>	Como não existe deslocação lateral para realizar o corte, a reacção necessária que tende a levantar a máquina, equilibra-se com o peso próprio.

2.8.5.1 Ferramenta de corte

A ferramenta de corte pode ser dividida em duas classes, “picas” radiais ou tangenciais, podendo ser utilizadas em rochas brandas e rochas duras (figura 24).

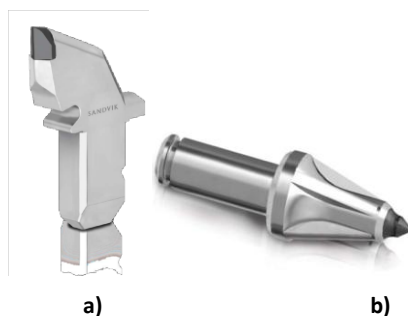


Figura 24 – (a) Picas radiais e (b) tangenciais (Sandvik, 2011)

A ferramenta de corte é constituída por um conjunto de elementos, divididos em três grupos, tal como se apresenta no quadro 24 e figura 25:

Quadro 24 – Constituição da ferramenta de corte

Ponta	Ponta, efectua o contacto com a superfície de corte.
Espiga	Gola, proporciona maior força de corte e durabilidade do conjunto; Ombro, assegura a ligação entre a ponta e a manga, protege a manga e o bloco de detritos; Manga, assegura a ligação entre o ombro e o bloco, protegendo o bloco do desgaste e dos detritos; Colarinho, garante maior fixação da ferramenta.
Porta picas	Anilha de fixação, garante maior fixação entre a cabeça e o bloco; Bloco, assegura a ligação entre a cabeça de corte e os restantes elementos da ferramenta de corte.

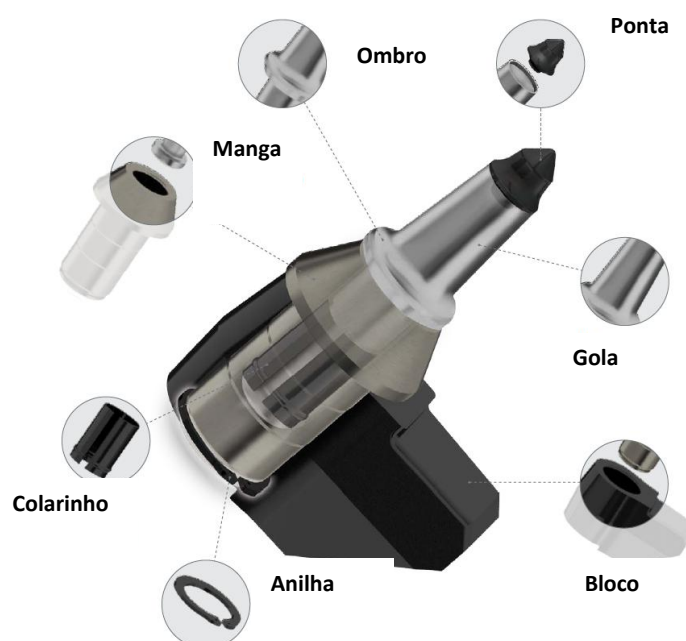


Figura 25 – Constituição da ferramenta de corte (Sandvik, 2011)

O posicionamento da ferramenta de corte na cabeça rotativa condiciona a eficiência da operação de corte nomeadamente ao nível da penetração da rocha, facilidade de rotação da cabeça, saída do material escavado e economia de corte (Gomes et al.2007). Assim na colocação da ferramenta de corte deve atender-se aos seguintes ângulos (Jimeno, 2003):

- Ângulo de ataque;
- Ângulo de obliquidade ;
- Ângulo de basculamento.

O ângulo de ataque varia com o diâmetro da cabeça e consiste no ângulo formado pelo eixo da pica e o plano que passa pelo vértice da mesma e o eixo da cabeça de corte medido no vértice da

pica. O seu valor deve ser de aproximadamente 45° oscila de $\pm 2^\circ$. Deste ângulo dependem a penetração na rocha e a economia de corte (figura 26,a).

O ângulo formado pelo plano que passa pelo eixo da pica e é normal à placa de base do porta pica e, um plano normal ao eixo de corte e a direcção de rotação da cabeça, medido no vértice da pica, denomina-se ângulo de obliquidade. O seu valor oscila entre 5 e 10° . Este ângulo, juntamente com o ângulo de ataque, interfere na maior ou menor facilidade de rotação da cabeça (figura 26,b).

O ângulo de basculamento (figura 26,c) é formado por um plano que passa pelo eixo da pica normal à placa da base do porta pica e um plano normal ao eixo da cabeça de corte e a direcção de rotação desta, medido na linha central da placa base do porta pica. O seu valor oscila entre 10 e 20° proporcionando uma melhor saída do material escavado.

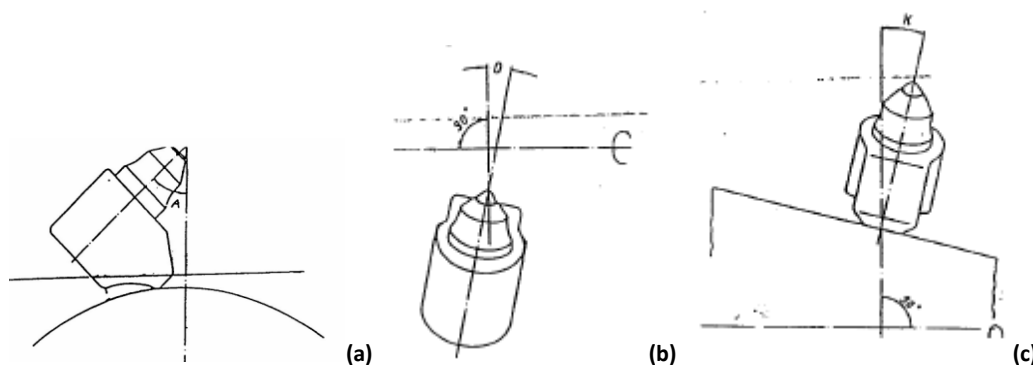


Figura 26 – (a) Posicionamento das picas, ângulo de ataque, (b) ângulo de obliquidade, (c) ângulo de basculamento (Jimeno, 2003)

Para se obter a máxima duração das picas no corte de rochas duras é necessário que as forças a que se encontram submetidas sejam tão baixas quanto possível, ou seja, o espaçamento, a velocidade das picas e a profundidade de corte, sejam pequenos.

A cabeça de corte deve possuir o menor número possível de picas, permitindo um bom desempenho, isto é, sem diminuir a interacção entre as diversas picas, permitindo o corte uniforme e funcionamento suave da máquina. Um aumento do número de picas proporciona uma diminuição do rendimento de corte e maior produção de pó com uma diminuição mínima no consumo de picas. Por outro lado, a diminuição do número de picas vai aumentar o esforço nas restantes com redução da vida útil e produção de vibrações prejudiciais à cabeça e estrutura da máquina (Gomes et al. 2007).

O rendimento de escavação e o consumo de picas é de difícil previsão, pois os factores de que depende são variáveis, dos quais se destacam as características geológicas e geotécnicas da rocha (resistência, tenacidade, presença de minerais abrasivos, diáclases e fissuração) características do equipamento e experiência do operador (Jimeno, 2003).

2.8.5.2 Selecção do equipamento

Na selecção de um equipamento de ataque pontual ou cabeça roçadora deve atender-se à geometria da escavação e características da rocha a escavar. A geometria de escavação define as dimensões máximas do equipamento, adquirindo maior importância na escavação faseada. O peso operativo e a potência do equipamento dependem da resistência à compressão da rocha a escavar, pelo que haverá que ter em conta a variabilidade das características geomecânicas do terreno. No entanto não é fácil a determinação da resistência à compressão da rocha, dado que os ensaios em laboratório, dificilmente reflectem a realidade do maciço rochoso. A fracturação e a sua orientação, bem como a estratificação, influem de maneira significativa na resistência real do maciço, pelo que a estimativa dessa resistência exige alguma experiência na observação da frente de ataque. Um método expedito é o uso do esclerómetro. Assim o equipamento deve ser escolhido de modo a adaptar-se ao tipo de formação mais representativo do traçado.

Uma forma expedita de seleccionar um equipamento é através da relação directa apresentada por Gomes *et al* (2007), entre a resistência à compressão da rocha e a potência do equipamento:

$$P = 0,87 \times RC^{1,18} \quad [17]$$

Sendo,

P – Potência instalada o equipamento (KW).

RC – Resistência da rocha à compressão (MPa).

Actualmente existem vários métodos utilizados no dimensionamento e estimativa de rendimentos, dos quais se destacam (Jimeno, 2003):

- Método de Bilgin et al (1988) da Universidade de Estambul;
- Método de Scheneider (1988);
- Método de Niel et al (1994);
- Método Alpine-Westfalia.

O método de Bilgin et al (1988) da Universidade de Estambul, permite determinar o Índice cortabilidade do maciço rochoso (*Rock Mass Cuttability Index - RMCI*) e o rendimento de corte instantâneo (*Instantaneous Cutting Rate - ICR*) a partir da resistência à compressão e do RQD:

$$RMCI = RC \times \frac{RQD^{\frac{2}{3}}}{100} \quad [18]$$

sendo,

RMCI - Índice de cortabilidade do maciço rochoso (Kg/cm²).

RC – Resistência à compressão simples da rocha (MPa).

e,

$$ICR = 0,34 \times Hp \times (0,976)^{RMCI} \quad [19]$$

onde,

ICR – Rendimento de corte instantâneo (m^3/h).

H_p – Potência do equipamento (KW).

No método de Schneider (1988), através de diversos ensaios realizados em laboratório, foi possível correlacionar a energia específica de corte com a resistência à compressão para diferentes tipos de rochas, calcários, arenito, xisto e gesso (figura 27):

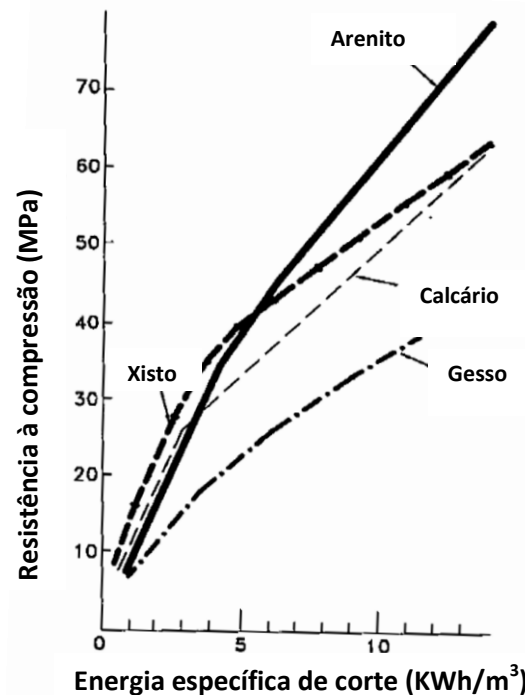


Figura 27 – Correlação entre energia específica de corte teórica e resistência à compressão (Jimeno, 2003)

Pela análise do ábaco anterior podemos concluir que para resistências na ordem do 20 MPa, a energia específica de corte é muito semelhante para todos os tipos de rocha. Contrariamente ao esperado o gesso é o tipo de rocha que necessita de maior energia específica de corte, o que se deve à sua maior resistência a tracção. O rendimento de corte pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$\eta_{tc} = \frac{P}{E_{ec}} \quad [20]$$

sendo,

η_{tc} – Rendimento teórico de corte (m^3/h);

P – Potência do equipamento (KW);

E_{ec} – Energia específica de corte (KWh/m^3).

Na figura 28 apresenta-se a relação entre a resistência à compressão e o rendimento de arranque para um equipamento com 300 KW de potência.

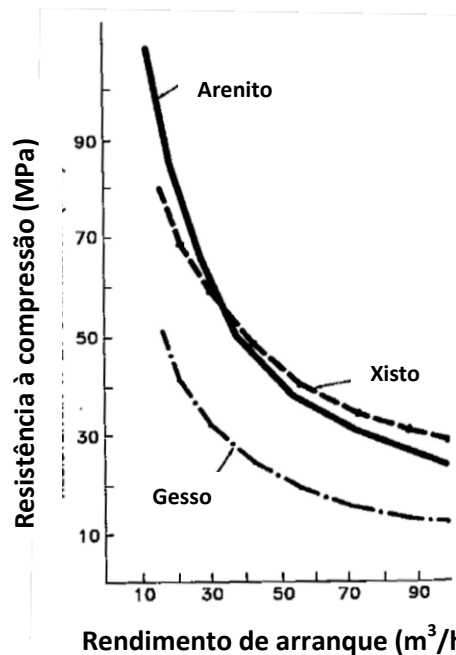


Figura 28 – Curvas de rendimento teórico para um equipamento com 300 KW de potência (Jimeno, 2003)

No método de Niel et al (1994) utiliza-se um factor “f” para estimar a profundidade de penetração da cabeça de corte na rocha, baseada na estimativa da resistência à compressão e à tracção da rocha, do RQD e do diâmetro da cabeça de corte. Assim o factor “f” reflecte a profundidade que o operador elege intuitivamente baseando-se na facilidade de corte oferecida pelo terreno. Se “f”=1 significa que a cabeça de corte pode alcançar uma profundidade de corte igual em todo o raio da escavação. O factor “f” é determinado a partir da seguinte expressão:

$$f = 1 - 0,06 \times (R - 7) - 0,5 \times \left[\frac{RQD - 25}{25} \right]^{B1} - \left[\frac{RC - 5000}{5000} \right]^{B2} \quad [21]$$

sendo,

R – Relação entre a resistência à compressão e à tracção;

B1 – 0,4 (constante);

B2 – 2 (constante);

RC – Resistência à compressão (lb/pulg²).

O rendimento de corte pode ser obtido com base na expressão seguinte:

$$ICR = Pn \times rpm \times C \times (D - f)^2 \quad [22]$$

onde,

ICR - Rendimento de corte instantâneo (m³/h);

Pn – Penetração nominal (Pn=10f);

rpm – Rotações por minuto;

C – Factor de conversão de unidades;

D – Diâmetro da cabeça de corte (m).

O método Alpine-Westfalia estabeleceu uma relação entre a resistência à compressão das rochas com a energia específica necessária para o corte segundo diversos graus de tenacidade (relação entre a resistência à compressão e à tracção), tal como se representa na figura 29.

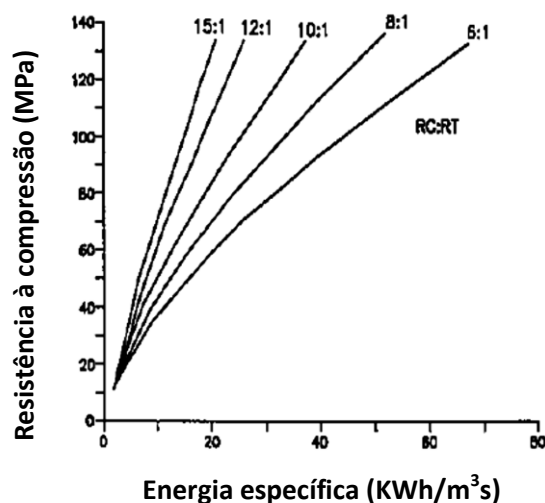


Figura 29 – Relação entre a resistência à compressão e a energia específica para diversos graus de tenacidade (Jimeno, 2003)

No quadro 25 apresenta-se a previsão do rendimento obtido e consumo de ferramenta de corte em função da resistência à compressão e à tracção e percentagem de minerais abrasivos.

Quadro 25 – Previsão de rendimentos e desgaste de ferramenta de corte (Gomes et al,2007)

Resistência à compressão (N/cm ²)	Resistência à tracção (N/cm ²)	Minerais abrasivos (%)	Rendimento (m ³ /h)	Consumo ferramenta de corte (picas/m ³ "in situ")
2000-3000	200-300	15	65-45	0,04-0,08
3000-4000	300-400	15	45-30	0,08-0,12
4000-5000	400-500	15	30-20	0,12-0,16
5000-6000	500-600	15	20-15	0,16-0,2
6000-8000	600-800	15	15-10	0,2-0,23
8000-10000	800-1000	15	10-6	0,23-0,32
2000-3000	200-300	50	65-45	0,2-0,23
3000-4000	300-400	50	45-30	0,23-0,27
4000-5000	400-500	50	30-20	0,27-0,32
5000-6000	500-600	50	20-15	0,23-0,4
6000-8000	600-800	50	15-10	0,4-0,43
8000-10000	800-1000	50	10-6	0,43-0,55
2000-3000	200-300	80	65-45	0,32-0,35
3000-4000	300-400	80	45-30	0,35-0,4
4000-5000	400-500	80	30-20	0,4-0,43
5000-6000	500-600	80	20-15	0,43-0,47
6000-8000	600-800	80	15-10	0,47-0,55
8000-10000	800-1000	80	10-6	0,55-0,71

O rendimento real deverá ser calculado corrigido através da seguinte expressão:

$$Re = Ce \times Cd \times (1 - C1) \times n \times Ri \quad [23]$$

onde,

Re – Rendimento da escavação (m³/dia);

Ce – Coeficiente de eficiência;

Cd – Coeficiente relativo a tempo disponível para desmonte efectivo;

Ri – Rendimento instantâneo;

N – Horas de trabalho;

C1 – Coeficiente de tempos mortos (0,1 a 0,2).

O coeficiente de eficiência é obtido a partir do quadro 26:

Quadro 26 – Coeficiente de eficiência (adaptado de Gomes et al,2007)

Condições de trabalho	Coeficiente de eficiência (Ce)
Boas condições de piso e pouco pó.	1
Piso em condições medíocres e pouco pó.	0,86
Muito pó, originando interrupções do trabalho.	0,69
Piso em más condições e muito pó.	0,52

O coeficiente relativo a tempo disponível para o desmonte efectivo pode ser obtido no quadro 27:

Quadro 27 - Coeficiente de tempo disponível para o desmonte efectivo (adaptado de Gomes et al,2007)

Condições de trabalho	Coeficiente de tempo disponível para o desmonte efectivo (Cd)
Péssimas condições.	0,1
Terrenos pouco competentes, com escavação faseada e aplicação sistemática de suporte.	0,2
Uma única fase de escavação e aplicação de suporte ligeiro.	0,5
Condições óptimas, sem nenhum impedimento para o trabalho da máquina.	0,85

O desgaste da ferramenta de corte está directamente relacionado com a constituição mineralógica da rocha, ou seja da percentagem de minerais abrasivos na sua constituição. Existem vários estudos realizados com o objectivo de se determinar o consumo específico de “picas” por metro cúbico de rocha. A expressão seguinte permite determinar o Coeficiente de abrasividade de Schimazeck, proposto por Schimazeck em 1976 (Jimeno, 2003):

$$FSchim = Q \times d_{50} \times Rt \quad [24]$$

onde,

F_{Schim} – Coeficiente de abrasividade (N/mm);

Q – Percentagem de minerais abrasivos ou quartzo (%);

d_{50} – Tamanho médio dos grãos de quartzo (cm);

R_t – Resistência à tracção (N/mm²).

O consumo de “picas” é função do coeficiente de abrasividade e resistência da rocha (figura 30).

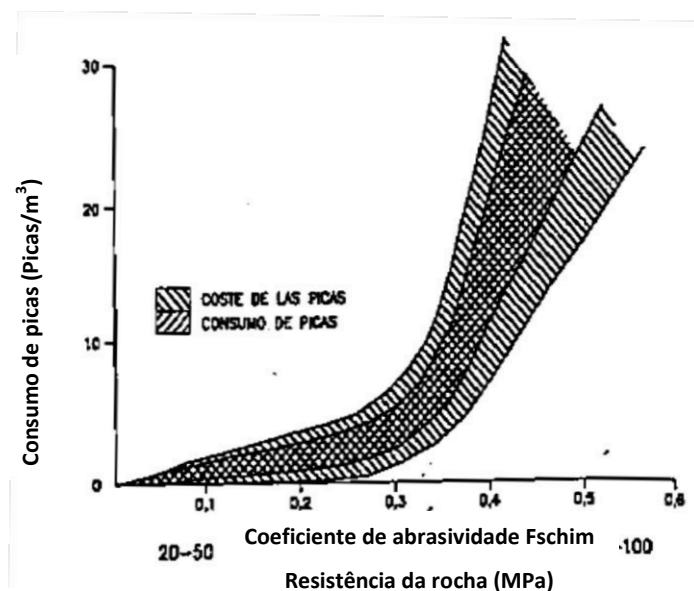


Figura 30 – Consumo de “picas” em função do coeficiente de abrasividade e resistência da rocha (Jimeno, 2003)

No quadro 28 apresenta-se para diferentes tipos de rocha a resistência à compressão e o coeficiente de abrasividade de Schimazeck:

Quadro 28 – Coeficiente de abrasividade em função da resistência à compressão da rocha (adaptado de Jimeno, 2003)

Rocha	Resistência à compressão (MPa)	F_{Schim}
Arenito	20-180	0,075-4-3
Bauxite	2-140	<0,01-1
Calcário cristalino	70-150	<0,01-0,02
Calcário detrítico	50-200	<0,01-0,03
Filito	30-100	0,1-1,5
Laterite	1-40	0,01-0,1
Lignite	3-35	<0,01
Xisto	10-75	0,01-0,3
Mármore	5-75	<0,01-0,1
Ardósia	20-100	0,01-0,1
Gesso	20-60	<0,01

A abrasividade da rocha pode também ser determinada pelo ensaio de Cerchar.

2.8.6 Escavação com recurso a explosivos

Em maciços heterogéneos é recomendável a utilização de mais que um método de escavação, por exemplo a aplicação simultânea de explosivos e métodos mecânicos.

Em meios urbanos com fortes constrangimentos no que respeita a vibrações admissíveis e ruído, o emprego de explosivos é geralmente uma fonte de conflitos com a população local. Para evitar tais conflitos e sempre que as condições do terreno a isso obriguem, o emprego de explosivos é realizado tendo como objectivo criar uma zona de alívio que facilite o desmonte mecânico.

Tratando-se de um tema que, pela sua complexidade e vastidão requer uma rigorosa abordagem, não será analisado neste projecto, sendo apenas feita referência a sua aplicação.

2.8.7 Suporte primário

A escavação subterrânea induz uma alteração no estado de tensão pré-existente no maciço, pelo que se torna necessário instalar sistemas de suporte que garantam a estabilidade dessa cavidade, podendo ter carácter provisório ou definitivo. Será difícil definir uma fronteira entre estes dois conceitos, pois a qualidade da obra, a utilização prevista e a segurança exigida, são factores a considerar, podendo o suporte provisório ter a eficiência necessária durante a vida da obra. O conceito moderno de suporte baseia-se na preocupação de conferir ao maciço rochoso capacidade autoportante, complementando-o com outras acções, garantindo a necessária segurança na sua construção, utilização ou eficiência. Assim, deve evitar-se deteriorar o maciço no decorrer da escavação, de forma a aplicar o mínimo de elementos artificiais de suporte.

O suporte de uma escavação subterrânea é estimado com base nas classificações geomecânicas, cálculos numéricos e consequentemente do zonamento geotécnico do terreno a intersectar e pode ser dividido em função do objectivo pretendido e tempo de aplicação, em pré-reforço, reforço e contenção (quadro 29):

Quadro 29 – Tipos de suporte (adaptado de Gomes et al, 2007)

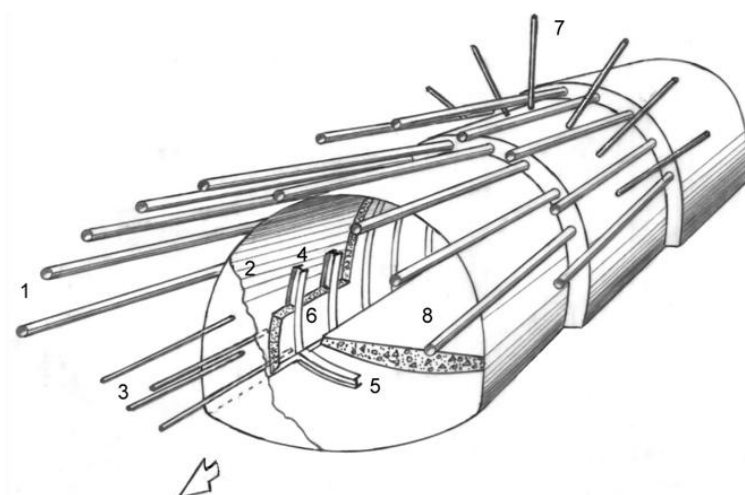
Suporte	Objectivo	Aplicação	Técnicas e elementos
Pré-reforço	Garantir maior segurança no avanço da escavação, nomeadamente em túneis com pouco recobrimento em terrenos pouco competentes.	Antes do início da escavação.	“Jet grouting”; Gelificação da água de percolação; Ancoragens desde a superfície; Pregagens de fibra de vidro; Enfilagens de varão e tubulares.
Contenção	Minimizar os deslocamentos do terreno.	Logo após a escavação.	Betão projectado com fibras metálicas; Rede metálica; Cambotas; Betão pré-fabricado ou betonado “in situ”.
Reforço	Conferir ao terreno maior resistência no sentido de o tornar autoportante.	Após a escavação.	Pregagens ; Ancoragens.

No quadro 30 apresentam-se os elementos de aplicação corrente em obras subterrâneas:

Quadro 30 – Elementos de suporte de aplicação corrente (adaptado de Gomes et al, 2007, Coelho, 1996)

Elementos	Características	Vantagens e desvantagens
Pregagem de varão metálico nervurado	Varão metálico de diâmetro variável, tubo de injeção e tubo de respiro, chapa e porca; Injectada com calda de cimento ou resina.	Versatilidade e simplicidade de aplicação; Baixo custo relativo; Permite aplicação logo após a escavação.
Ancoragem mecânica	Varão metálico roscado nas extremidades; Extremidade interior fixa numa bucha que se crava no terreno por rotação; Injectada com calda de cimento ou resina.	Baixo custo relativo; Actua logo após instalação; Tensionamento por rotação da cabeça após colocação e perda de tensão por vibração; Uso limitado a rochas duras.
Ancoragem auto perfurante	Possui um bit na extremidade que não é recuperado após a perfuração.	Aplicação em terreno onde é difícil manter o furo aberto; Elevado custo relativo.
Ancoragem CT-Bolt	Ancoragem mecânica com um furo no interior para injeção da calda de cimento.	Elevado custo relativo.
Pregagem de fibra de vidro	Resistência à tracção superior ao varão nervurado e modulo de <i>Young</i> e resistência ao corte reduzida.	Utilizados com carácter provisório em frentes de escavação; Mais caros que as pregagens de varão.
Pregagem de atrito	O atrito entre a rocha e as paredes do furo é criado por uma tensão radial.	Fácil instalação; Entra em carga imediatamente após aplicação; Custo relativo elevado; Facilmente atacados por agentes corrosivos; Baixa capacidade de ancoragem, sendo aplicada em maciços rochosos competentes.
Rede metálica	Soldada ou entrelaçada.	Evita queda de pequenos blocos entre pregagens e funciona como armadura quando envolvida em betão; Adapta-se às irregularidades do terreno.
Enfilagens	Varão metálico nervurado ou tubulares, aplicadas previamente à escavação no sentido do avanço.	Bons resultados; Custo relativo elevado; Elevado tempo de execução.
Cambotas rígidas	Usados em maciços fracturados e pouco competentes ou elevadas tensões naturais.	Melhor comportamento que a madeira; Custo relativo elevado.
Cambotas flexíveis ou deslizantes	Sistema de suporte provisório.	Fácil adaptação a diferentes secções; Fácil aplicação e baixo custo relativo; Facilita a aplicação de betão projectado.
Betão projectado	Mistura de cimento, agregados, água e aditivos, aplicado por bombagem; Pode ser misturado com fibras metálicas ou aplicado sobre rede metálica.	Entra rapidamente em carga; Adapta-se facilmente ao terreno; Bom comportamento à tracção e compressão; Aplicado através de equipamento específico.

Na figura 31 representam-se os principais elementos referidos:



- 1- Enfilagens com sobreposição
- 2- Betão projectado
- 3- Pregagens de fibra de vidro
- 4- Cambotas metálicas
- 5- Cambotas metálicas
- 6- Betão projectado com fibras
- 7- Pregagens auto-perfurantes;
- 8- Soleira invertida.

Figura 31 – Elementos de suporte (adaptado de Hoek, 2001)

2.9 Incidentes geotécnicos

O crescente aumento de incidentes em obras subterrâneas, principalmente em meios urbanos, fez com que se aumentasse a preocupação mundial com a segurança destas obras. Os túneis executados de acordo com os princípios do *New Austrian Tunneling Method* - NATM, assim como os executados pelos demais métodos construtivos, requerem o desenvolvimento de considerável conhecimento e preocupação na investigação, planeamento, projecto, construção e monitorização para para que todos os trabalhos decorram em segurança.

A crescente utilização do NATM e, os colapsos ocorridos nas últimas décadas, nomeadamente os verificados na construção dos túneis de ligação ferroviária ao aeroporto de Heatrow em 1994 (figura 32), nos arredores de Londres, levam a *Health and Safety Executive* – HSE a efectuar uma investigação e publicar um relatório sobre as implicações da utilização do NATM (Karakus & Fowell, 2004).

A investigação efectuada considerou aspectos gerais de segurança, principalmente na construção de túneis urbanos em terreno pouco competente e teve como principais objectivos (HSE, 1996):

- Estimular um amplo debate sobre a segurança na construção de túneis utilizando o NATM e outros métodos baseados na escavação nas técnicas de escavação em frente aberta e no revestimento através da aplicação de betão projectado;
- Informar e sensibilizar os donos de obra e respectivos consultores para as questões de segurança;

- Estimular a discussão junto da indústria construtora para a adequação das práticas de engenharia no controlo efectivo dos riscos associados à construção de túneis, promovendo a segurança;
- Promover o desenvolvimento e melhoria dos regulamentos de engenharia aplicáveis ao projecto;
- Estimular a investigação;
- Sensibilizar os trabalhadores e seus representantes sobre os riscos associados à construção de túneis em NATM;
- Informar as autoridades locais sobre a influência da construção de um túnel no meio em a obra está inserida.



Figura 32 – Colapso no túneis de ligação ferroviária ao aeroporto de Heatrow, Londres (Clayton, 2008)

A HSE (1996) refere que o aumento considerável de acidentes ocorridos e documentados, uma vez que nem todos foram do conhecimento público, deve-se aos seguintes factores:

- Crescente utilização do NATM e em ambientes mais exigentes;
- Utilização do NATM por quem não está familiarizado com o método;
- Existência de problemas inerente ao método;
- Os riscos não têm sido convenientemente identificados, geridos e controlados;
- Excesso de confiança no método.

No quadro 31 apresenta-se uma listagem dos incidentes e colapsos ocorridos entre 1973 e 1994 (HSE, 1996):

Quadro 31 – Resumo de incidentes/acidentes em túneis construídos em NATM entre 1973 e 1994
(adaptado de HSE, 1996 e Neto & Kochen, 2000 e Barton, 2008)

Data	Local	Incidente/Acidente	Projecto	Meio	Consequências
1973	Túnel ferroviário, Paris, França	Colapso	Ferroviário	?	?
1981	Metro de São Paulo, Ligação Norte-Sul, Brasil	Ruído e instabilidade súbita.	Metro	Urbano	Demolição de edifícios.
1982	Colector Sanegran, Brasil	Rotura	Saneamento	?	?
1983	Metro de Santana, Brasil	Caverna	Ferroviário	Urbano	6 casas demolidas.
1984	Túnel de Landrücken, Alemanha	Colapso/desabamento	Ferroviário	Rural	?
	Túnel de Richthof, Alemanha	Colapso	Ferroviário	Rural	?
1985	Metro de Bochum, Alemanha #2	Colapso	Metro	Urbano	Danos à superfície.
	Túnel de Kaiserau, Alemanha	Colapso	Ferroviário	Rural	?
1986	Túnel de Kriberg, Alemanha	Colapso	Ferroviário	Rural	Danos à superfície.
1987	Túnel de Weltkugel, Alemanha	Caverna	Ferroviário	?	?
	Túnel de Karawanken, Áustria/Eslovénia	Influxos e deformações	Rodoviário	Rural	?
1988	Pinheiros	Rotura	Metro	Urbano	?
	Túnel de Michaels, Alemanha	Colapso durante alargamento do túnel piloto	?	?	?
1989	Metro Itaquera, São Paulo, Brasil	Colapso	Metro	Urbano	?
	Cardoso de Almeida/Soracaba (E/F)	Rotura	?	?	?
	Túnel de Karawanken, Áustria/Eslovénia	Colapso	Ferroviário	Rural	?
1991	Túnel de Kwachon, Coreia	Colapso	Metro	Rural	?
1992	Túnel de Funagata, Prefeitura de Yamagata, Japão	Colapso	Rodoviário	?	?
	Túnel de Lambach, Áustria	Colapso	Ferroviário	?	?
1993	Metro de Seoul, 2ª Fase, Coreia #7	Colapso	Metro	Urbano	?
	Túnel de Chunggho, Taipei, Taiwan	Colapso	Rodoviário	Rural	?
	Túnel rodoviário em Avenida Santo Amaro, São Paulo, Brasil	Colapso	Metro	Urbano	Danos à superfície.
	Túnel rodoviário "Poggio Fornello", Toscana, Itália	Deformações graves	Rodoviário	?	?
1994	Túnel de Carvalho Pinto, Brasil	?	Rodoviário	?	Interrupção do tráfego.
	Túnel rodoviário de Montemor, Portugal #2	Colapso	Rodoviário	Urbano	?
	Túnel de Galgenberg, Áustria	Colapso	?	?	Uma morte
	Metro de Munique, Alemanha #7	Colapso	Metro	Urbano	4 mortos e 27 feridos; Danos à superfície.
	Aeroporto de Heathrow, Londres	Colapso	Metro	Urbano	Danos à superfície.

número de acidentes ocorridos no empreendimento

Pela análise do quadro anterior é possível constatar que:

- A maioria dos incidentes/acidentes listados ocorreram na segunda metade do período;
- O rácio de ocorrências em áreas urbanas e áreas não urbanas é cerca de 2:1;
- Em vários empreendimentos ocorreram mais que um incidente/acidente;
- Os incidentes/acidentes não estão confinados a países com menor experiência em NATM;
- Os danos causados pelos incidentes/acidentes em áreas urbanas são consideráveis;
- Os incidentes/acidentes ocorreram predominantemente em 3 zonas:
 - Frente de escavação onde ainda não existe betão projectado aplicado;
 - Junto da frente de escavação onde já existe revestimento em betão projectado;
 - Em locais afastados da frente de escavação, como por exemplo nos emboquilhamentos.
- Os colapsos ocorridos na frente de escavação dividem-se em 4 tipos (figura 33):
 - a) Queda de material ao nível da abóbada ;
 - b) Rotura da frente de escavação;
 - c) Rotura ao nível da destroça;
 - d) Rotura ao nível da abóbada, frente de escavação e destroça;
 - e) Rotura da frente de escavação propagada até à superfície;
 - f) Rotura da abóbada e consequente abertura de chaminé.

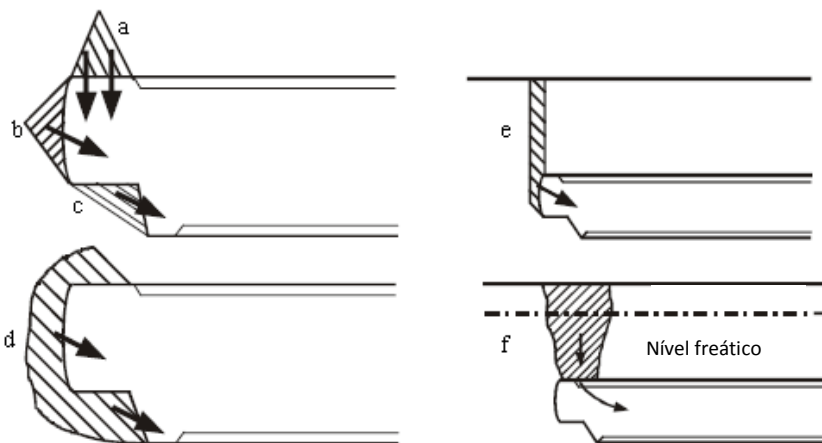


Figura 33 – Incidentes e colapsos na frente de escavação (adaptado de HSE, 1996)

As causas para a ocorrência destes colapsos são (HSE, 1996):

- Causas geológicas e geotécnicas imprevistas;
- Planificação inadequada;
- Erros de cálculo e dimensionamento;
- Má execução dos trabalhos;
- Inadequada gestão e controlo.

As principais conclusões da investigação realizada pela HSE (1996) foram:

- Incompreensão de aspectos críticos de segurança no projecto e construção e as experiências anteriores não foram devidamente tidas em conta;
- Os incidentes/colapsos nos túneis em áreas urbanas acarretam graves consequências para os que lá trabalham e principalmente para o meio em que a obra está inserida;
- Em determinados locais as consequências de um incidente/colapso não são aceitáveis, pelo que deverão adoptar-se soluções alternativas;
- Ao projecto e construção de túneis está associado um certo grau de incerteza que no NATM poderá ser condicionante, pelo que os riscos decorrentes deste grau de incerteza deverão ser considerados já na fase de projecto;
- O risco é sempre maior na zona da frente de escavação uma vez que o suporte ainda não foi totalmente aplicado;
- O estudo do terreno (prospecção geotécnica) deve assegurar o não surgimento de situações inesperadas de natureza crítica;
- A robustez da geometria da secção e do suporte previsto é essencial, pelo que as alterações realizadas deverão sempre favorecer essa mesma robustez;
- O método observacional é um processo em que um determinado projecto é revisto durante a construção e não um método de alteração do projecto;
- O projecto deve considerar todas as actividades envolvidas no NATM e a forma como elas se relacionam entre si;
- Insuficiente monitorização da frente de escavação;
- O projecto deve prever e determinar a frequência de monitorização e acções de contingência;
- A exequibilidade dos trabalhos de construção deverá ser considerada em fase de projecto e devidamente planeada;
- O NATM é muito vulnerável ao erro humano;
- Os donos de obra, projectistas e executantes não devem subestimar a complexidade dos trabalhos antes e durante a sua execução;
- A competência das equipas é fundamental e deve ser garantida;
- É possível utilizar o NATM com segurança;
- Não é necessária legislação complementar para regular a utilização do NATM;
- Os túneis já construídos em NATM são tão seguros como quaisquer outros construídos utilizando outras técnicas.

As principais linhas de orientação a seguir antes, durante e após a construção de túneis em NATM, visando a segurança, são (HSE, 1996):

- Prospecção geotécnica;
- Análise de riscos;
- Monitorização;
- Estabilidade da frente de escavação;
- Controlo das deformações causadas nos edifícios do meio envolvente;
- A utilização de betão projectado no suporte deve ser adaptados caso a caso;
- Relacionar o cálculo numérico com experiências anteriores.

Ocorreram no entanto outros incidentes e colapsos (figura 34) após a investigação realizada pela HSE (1996), sobre os quais foi possível recolher alguma informação (quadro 32):

Quadro 32 - Incidentes e colapsos em túneis construídos em NATM após 1994 (adaptado de Neto & Koen, 2000 e Barton, 2008)

Data	Local	Incidente/Acidente	Projecto	Meio	Consequências
1995	Túnel Motorway, Turquia	Colapso	?	?	?
1996	Túnel Motorway, Turquia	Colapso	?	?	?
	Los Angeles, U.S.A.	Colapso	?	?	?
	Metro de Atenas, Grécia	Colapso	Metro	Urbano	?
	Túnel Adler, Suíça	Colapso	?	?	?
	Toulon	Colapso	?	?	?
	Túnel de Alça Senna Madureira, Brasil	Rotura	?	?	?
	Eidsvoll, Noruega	Colapso	?	?	?
1997	Metro de Atenas, Grécia	Colapso	Metro	Urbano	?
	Metro de São Paulo, Brasil	Colapso	Metro	Urbano	?
	Túnel de Jaciporã, Brasil	Colapso	?	?	?
	Túnel Carvalho Pinto, Brasil	Colapso	?	?	?
	Túnel Carvalho Pinto, Brasil	Colapso	?	?	?
1998	Rússia	Colapso	?	?	?
	Túnel Electropaulo, São Paulo, Brasil	Rotura	?	Urbano	?
2007	Estação de Metro de Pinheiros, São Paulo, Brasil	Colapso	Metro	Urbano	?



Figura 34 – Colapso da caverna da estação de metro de Pinheiros em São Paulo, Brasil (Barton, 2008)

Segundo Neto & Koen (2000), a recuperação de rupturas de túnel consiste em duas actividades principais, estabilização e reconstrução, relacionadas entre si e balizadas pelo resultado da monitorização. Os procedimentos básicos envolvidos no trabalho de recuperação incluem:

- Drenagem de água, evitando-se a instabilidade de cavidades e carregamento de solo;
- Consolidação do desmoronamento de solo, a fim de garantir a estabilidade da nova face de escavação;
- Melhoria das características geotécnicas do material do desmoronamento e da massa de solo ou rocha ao redor do túnel;
- Uso de técnicas de intervenção de eficiência e eficácia comprovadas; e reforço do revestimento durante a escavação imediatamente atrás da face.

3.CASO DE ESTUDO: TÚNEL DO SEIXO ALVO

3 CASO DE ESTUDO: TÚNEL DO SEIXO ALVO

3.1 Localização e caracterização da obra

O Túnel do Seixo Alvo está inserido na Concessão do Douro Litoral, A32/IC2 – Oliveira de Azeméis/ IP1 (S. Lourenço), Trecho 3 - Louredo / IP1 (S. Lourenço), sensivelmente entre os Pk 10+900 e 11+200 do traçado geral. Trata-se de uma obra executada por um Agrupamento Complementar de Empresas - ACE, formado pelas empresas Teixeira Duarte, Zagope, Alves Ribeiro e Construtora do Tâmega. O ACE denominado Douro Litoral Obras Especiais ACE, foi constituído com o propósito de realizar um conjunto de obras especiais, no âmbito das concessões da Auto-estrada do Douro Litoral, A41 - Picoto (IC2)/Nó da Ermida (IC25) Trecho 2 – Nó A32/A41/Aguiar de Sousa e A32/IC2 - Oliveira de Azeméis/IP1 (S. Lourenço). Trecho 3 - Louredo/IP1 (S. Lourenço), Túnel do Covelo, Ponte sobre o Douro, Túnel do Seixo Alvo, Remoção das Cinzas da Central da Tapada do Outeiro.

Esta obra foi adjudicada em Março de 2010, com prazo de execução de 18 meses. À data esta obra encontra-se em fase de acabamentos finais com inauguração prevista para 1 de Outubro de 2011.

O Túnel do Seixo Alvo é um túnel mineiro executado em maciço litologicamente constituído por xistos estaurolíticos e está implantado em meio de cariz urbano (figura 35). Devido ao seu traçado, consegue-se praticamente evitar a passagem sob edificações à superfície ti (figura 36).

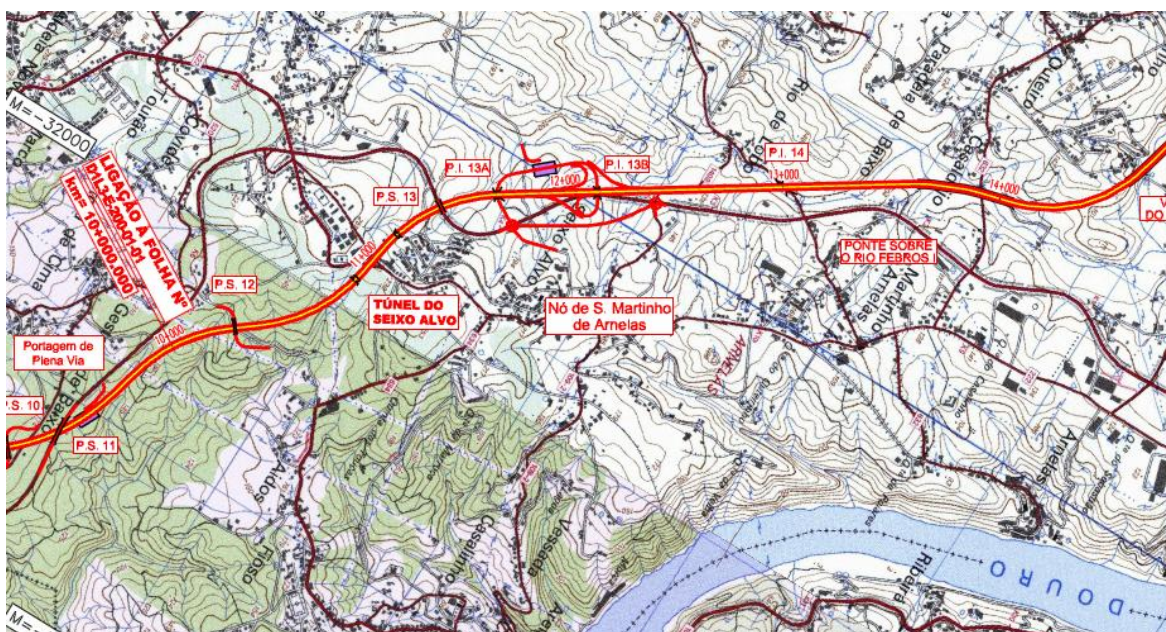


Figura 35 – Planta de localização (adaptado de Coba, 2009)

Trata-se de um túnel rodoviário constituído por duas galerias gémeas com cerca de 300m de desenvolvimento cada, afastadas entre si cerca de 20m. Cada galeria apresenta um *gabarit de*

13m de largura e 5,10m de altura, com 3 vias de 3,75m de largura em cada sentido, 0,5m de berma esquerda e 1,25m de berma direita. Os passeios são variáveis com cerca de 0,9m de largura. O recobrimento máximo é de cerca de 25m (figura 37). A pendente do túnel de cerca de 4% no sentido Poente-Nascente.

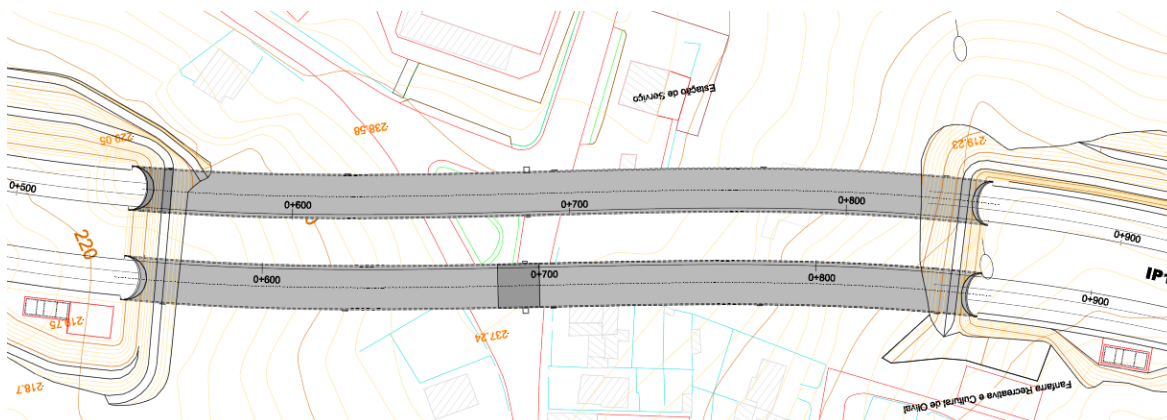


Figura 36 – Planta do Túnel de Seixo Alvo (adptado de Coba, 2009)

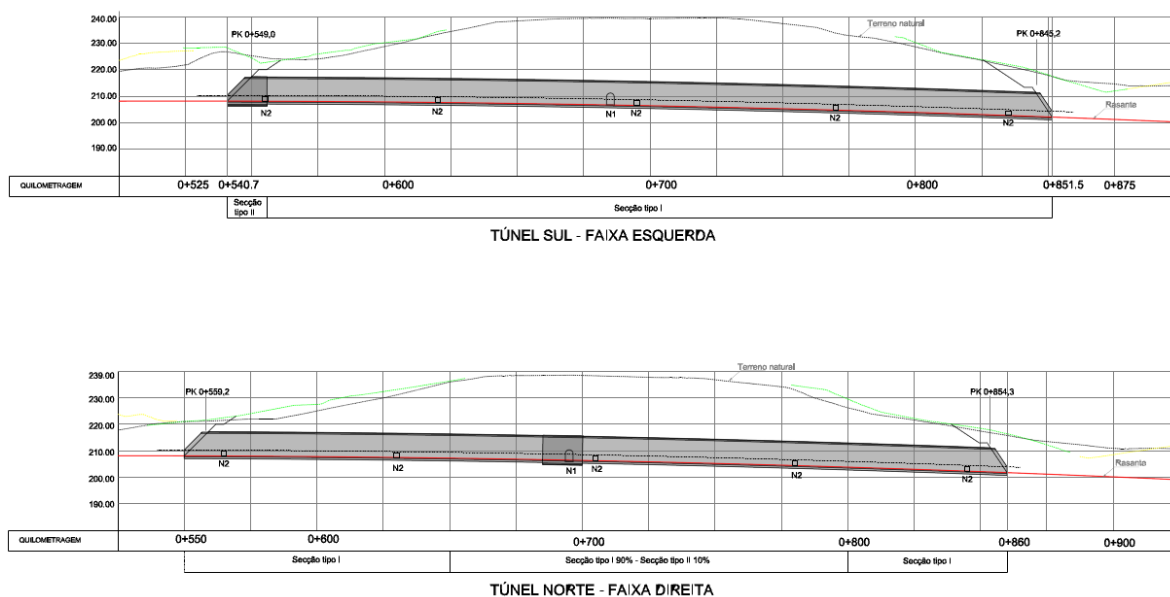


Figura 37 – Perfis longitudinais das galerias Norte e Sul (adaptado de Coba, 2009)

Como as características do maciço condicionam o tipo de fundação necessário em cada zona geotécnica, foram adoptadas duas secções tipo, diferindo no processo construtivo e no modo de fundação.

A Secção Tipo I (figura 38,a), definida para as zonas geotécnicas ZG1 e ZG2, tem 0,4 m de espessura de betão na calote, apoiando-se os hasteais sobre sapata corrida, não possuindo qualquer elemento estrutural contínuo na soleira. A Secção Tipo II (figura 38,b), definida para condições geotécnicas e hidrogeológicas desfavoráveis (zona geotécnica ZG3), tem soleira curva

de betão. O projecto previa que “Em obra, em grande parte do trecho a escavar em ZG3, pode adoptar-se como revestimento definitivo a Secção Tipo I em substituição da Secção Tipo II, numa extensão que se estima em cerca de 90% do total de ZG3, sempre que ao nível da fundação ocorram materiais de boa qualidade do tipo ZG1 e/ou ZG2” (COBA, 2009).

A secção tipo I está definida para as zonas do maciço, com índices de fracturação e alteração médios a baixos, em rocha de melhor qualidade, a secção é semelhante em toda a extensão, ZG1 e ZG2, sem laje de soleira e com espessura de 0,4 m na abobada, espessando nos hasteais por variação do intradorso abaixo do eixo horizontal. Os hasteais terminam em sapata corrida de 1,90x0,70 m. Esta secção possui uma área de escavação nominal de cerca de 138 m².

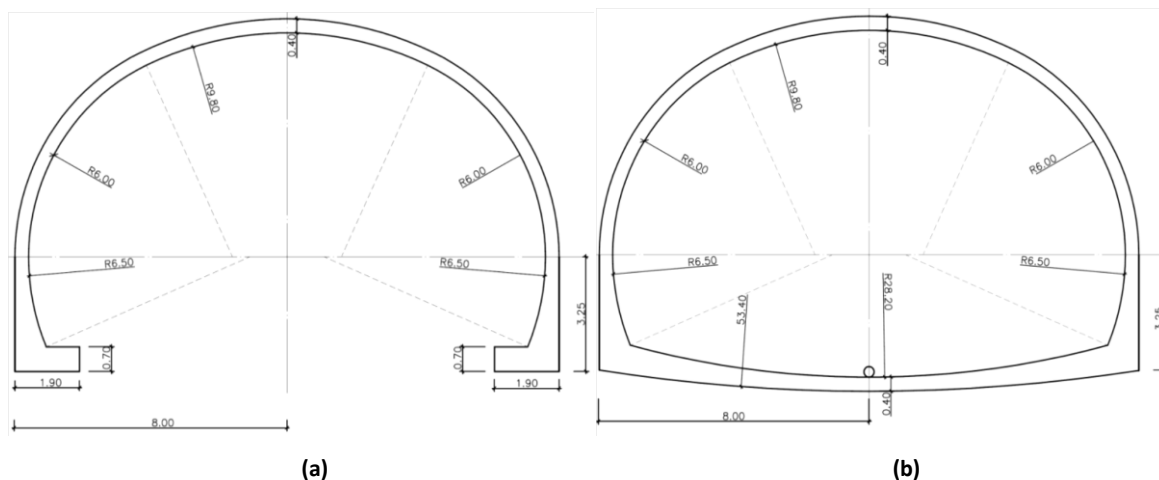


Figura 38 – (a) Secção tipo I e (b) secção tipo II (adaptado de Coba, 2009)

A secção tipo II é definida para condições geotécnicas e hidrogeológicas desfavoráveis. A estrutura da galeria possui uma secção transversal abobadada, com espessura constante igual a 0,40 m até ao eixo horizontal, com ganho de espessura nos hasteais abaixo deste eixo por adopção de arco no intradorso até à fundação em soleira curva, com espessura mínima de 0,40 m. Esta secção possui uma área de escavação nominal de aproximadamente 157 m².

As galerias são dotadas de dispositivos de segurança, extintores, bocas de incêndio e carretéis, armários técnicos, que ficam albergados em nichos nos hasteais. Os nichos permitem ainda criar condições para aceder aos drenos dos hasteais através de caixas de visita aí colocadas.

Existem 3 tipos de nichos, nichos tipo N1 com dimensões 3X1,55X2,55m, nichos tipo N2 com dimensões 2,00X0,30X1,70m e nichos tipo N3 com dimensões 1,60X1,00X1,55m.

Os nichos tipo N1 albergam os extintores e os armários técnicos, permitem a inspecção ao dreno do hasteal e localizam-se nos hasteais adjacentes às vias mais à direita das faixas de rodagem, sensivelmente a meio das galerias.

Os nichos tipo N2 estão espaçados de aproximadamente 75m, em função das juntas de betonagem do revestimento final, sendo posicionados nos hasteais adjacentes às vias mais à direita. Neles se albergam os carretéis e bocas de incêndio.

Os nichos tipo N3 permitem a inspecção ao dreno do hasteal e localizam-se nos hasteais adjacentes às vias mais à esquerda das faixas de rodagem, sensivelmente a meio das galerias.

3.2 Prospeção geotécnica e ensaios de laboratório

Na fase de estudo da obra realizaram-se um conjunto de ensaios (quadro 33) com o objectivo de obter informação sobre a natureza e características dos terrenos, de modo a definir e pormenorizar o modelo geológico, identificar e avaliar potenciais problemas de instabilidade, caracterizar os parâmetros necessários para a análise de estabilidade, dimensionamento dos suportes e revestimentos, estimar o custo e preparar os elementos para concurso de modo adequado e económico.

Quadro 33 – Prospeção geotécnica e ensaios de laboratório realizados

Prospeção geofísica	11 Perfis sísmicos de refração
Prospeção mecânica	8 Poços de prospecção. 26 Sondagens mecânicas de furação.
Ensaio “in situ”	126 ensaios SPT. 11 Ensaio de permeabilidade de Lugeon. 9 Ensaio de permeabilidade Lefranc. 16 Ensaio pressiométrico “Ménard”.
Ensaio de laboratório	8 ensaios de análise granulométrica. 8 ensaios de limite de consistência. 8 ensaios de determinação do teor em água natural. 3 ensaios de compressão triaxial consolidado não drenado. 64 ensaios de determinação do peso volúmico, absorção de água e porosidade. 28 ensaios de resistência à compressão uniaxial. 34 ensaios de carga pontual. 6 ensaios de resistência ao deslizamento de descontinuidades. 6 ensaios de teor em quartzo.. 6 ensaios Cerchar.

3.3 Enquadramento geológico e geotécnico

3.3.1 Ambiente geológico geral

O Túnel do Seixo Alvo interessa, de acordo com a Carta Geológica 1/50 000 folha 13-A Espinho (figura 39), a unidade Xe designada por Xistos estaurolíticos (Xistos de Fânzeres) inserida no Complexo Xisto-Grauváquico Ante-Ordovício. Litologicamente esta unidade é essencialmente

constituída por xistos com grandes cristais de estauroлите intercalados por lentículas ou filonetes de quartzo, visíveis na zona de atravessamento do túnel. Pontualmente é possível observar a ocorrência de intrusões granitóides.

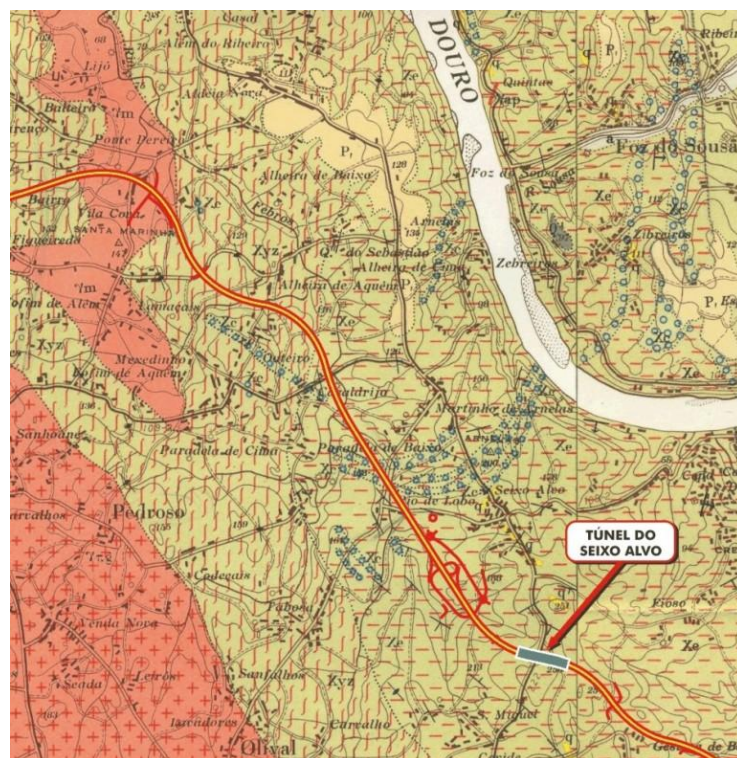


Figura 39 - Extracto das Cartas Geológicas de Portugal 1/50 000, folhas 13-A Espinho e 13-B Castelo de Paiva (adaptado Coba, 2010)

As principais unidades encaixantes dos Xistos estaurolíticos (Xe) são a Nascente a unidade (X) – xistos e grauvaques e a Poente a extensa mancha de granito porfiróide, predominantemente biotítico de grão grosseiro (Granito da Madalena) a unidade Xyz – migmatitos, gnaisses, micaxistos e xistos luzentes.

Na Notícia Explicativa, da referida Carta, são assinaladas várias extracções mineiras desactivadas. A exploração mais próxima do túnel está localizada na Foz do Sousa, a cerca de 2 a 3 Km para Norte, corresponde a uma pequena exploração de Manganês.

3.3.2 Geomorfologia

A morfologia local é marcada por um relevo pouco acidentado, em forma de cabeços arredondados, talhado por pequenas linhas de água, em vales apertados, que correm, sensivelmente, na perpendicular do eixo do túnel. Na Carta Geológica assinalam-se algumas linhas de água mais próximas, que correm paralelamente às galerias do túnel. Esta rede de drenagem é controlada estruturalmente pela rede de fracturas e pela xistosidade, com alguns depósitos aluvionares, sem expressão.

A atitude geral das camadas de xisto indicada na Carta refere uma direcção aproximada de NW-SE e inclinação entre 30 a 60º para SW.

Devido ao aglomerado populacional de Seixo Alvo, a topografia original já se encontra algo modificada, resultante dos aterros e escavações realizados na construção das edificações e estradas. Também, como consequência, o topo da elevação onde se insere o túnel considera-se relativamente aplanado.

É possível verificar a existência no maciço, de estruturas localizadas, possivelmente correspondentes a pequenas falhas / zonas esmagadas de maior fraqueza estrutural onde se regista a presença de brecha de falha ou preenchimento de quartzo (filonetes).

Ambas as vertentes, poente e nascente são pouco inclinadas e aproximadamente simétricas.

Transversalmente ao túnel as cotas crescem para Sul.

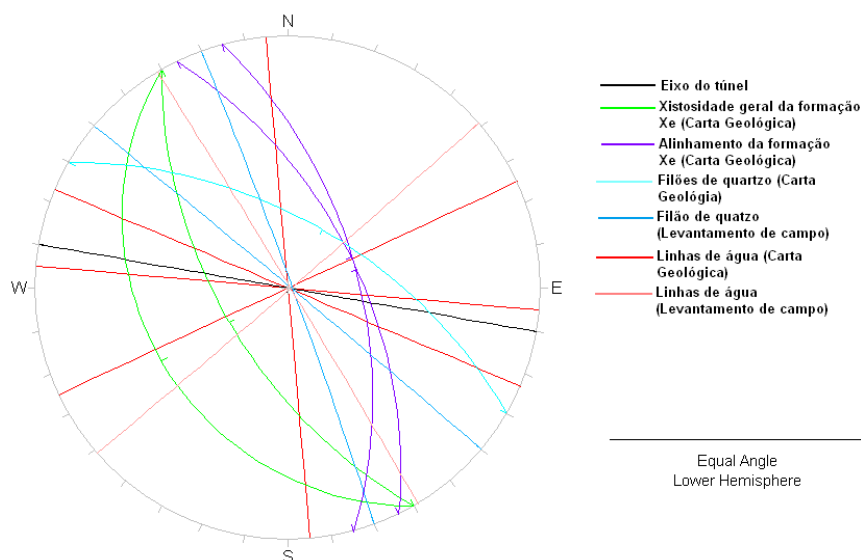


Figura 40 – Diagrama de planos de diversos elementos/estruturas retirados da Carta Geológica e medidos na zona envolvente ao túnel (Coba, 2010).

A figura 40 ilustra e contextualiza os ângulos que os diversos planos assinalados e correspondentes a diversas estruturas, fazem com o eixo do túnel.

3.3.3 Hidrogeologia

As características hidrogeológicas, como é o caso da permeabilidade, das formações da região, dependem de vários factores, nomeadamente:

- Litologia;
- Estrutura geológica;
- Grau de alteração e fracturação;
- Tipo de solo e coberto vegetal.

Como consequência, as condições de infiltração, escoamento superficial e circulação subterrânea das formações ocorrentes, são afectadas por estes elementos.

Esta região caracteriza-se por apresentar elevada pluviosidade e terrenos susceptíveis à presença de nascentes. A elevada densidade de vegetação ilustra a existência abundante de água, assim como o caudal, ainda presente no final de Maio, em algumas das pequenas linhas de água observadas, nomeadamente na zona de emboquilhamento Poente.

O maciço rochoso constituído fundamentalmente por xistos, apresenta essencialmente características de grande permeabilidade, com infiltrações e circulação de água através das discontinuidades presentes no maciço, de zonas de esmagamento ou ainda de zonas de contacto, podendo gerar exsurgências em zonas de escavação. A circulação na rede de fracturas do maciço é tanto mais importante quanto maior for a abertura das fracturas e quanto menor for o espaçamento entre elas. Quando estas apresentam preenchimento argiloso deixam de funcionar como condutas preferenciais de circulação de água e passam a constituir barreiras impermeáveis.

3.3.4 Ensaio de carga pontual

O ensaio de carga pontual foi realizado, com o objectivo de validar a informação obtida nos ensaios de campo, em amostras colhidas na galeria Sul, entre os Pk 0+700 e 0+775 na zona geotécnica de melhor qualidade (ZG1), aquando dos trabalhos de destroça. A preparação dos provetes consistiu no corte das amostras colhidas em peças com as dimensões recomendadas pela ISRM (1985), tendo sido utilizado o engenho de corte “UNIVERSAL B300”, do Laboratório de Materiais de Construção do ISEP (figura 41).

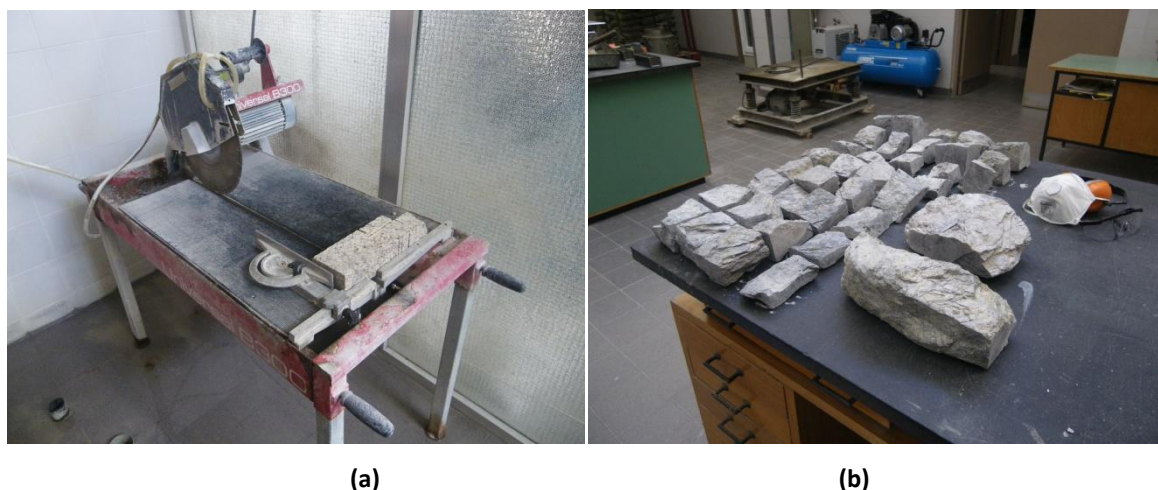


Figura 41 – (a) Engenho de corte UNIVERSAL B300 e (b) amostras e provetes

Dada a natureza dos provetes a ensaiar, foi seguida a metodologia proposta pela ISRM (1985) para fragmentos irregulares e medidas as dimensões dos provetes com o auxílio de um

paquímetro. O equipamento de ensaio utilizada foi a “*ELE Point Apparatus*”, modelo 77-0110, do Laboratório de Rochas do ISEP (figura 42).

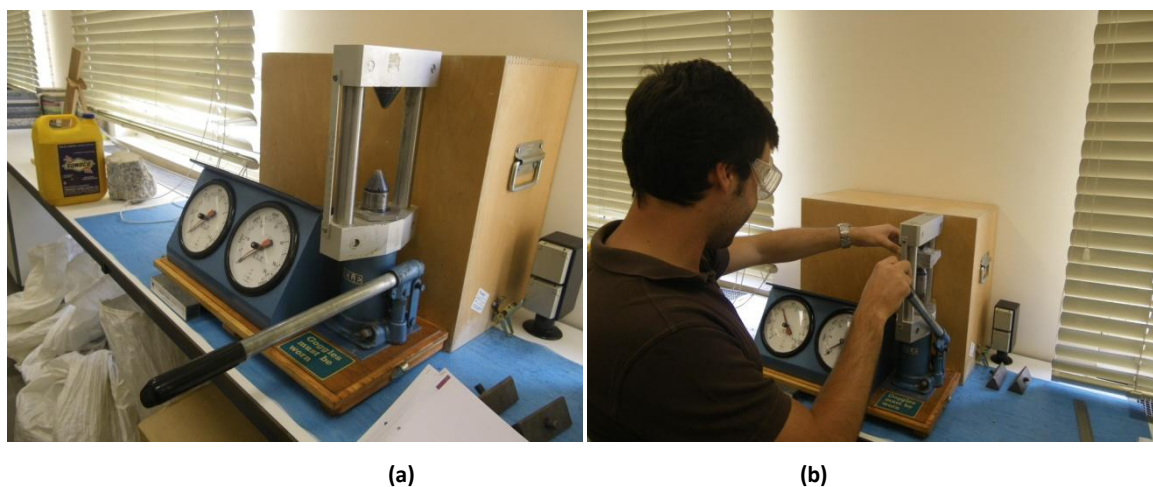


Figura 42 – (a) Equipamento de ensaio *ELE Point Apparatus*”, modelo 77-0110 e (b) realização do ensaio

No quadro 34 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados:

Quadro 34 – Resultados obtidos no ensaio de carga pontual - PLT

Provete nº	Largura - W (mm)	Distância entre ponteiros - D (mm)	Carga de rotura - P (KN)	I_s (MPa)	$I_{s(50)}$ (MPa)	$I_{s(50)}$ médio (MPa)	Resistência à compressão - C_0 (MPa)
1	65	15	2,75	2,21	1,89	1,51	37,65
2	75	40	2,70	0,71	0,78		
3	69	30	5,00	1,90	1,92		
4	70	31	2,70	0,98	1,00		
5	79	26	5,40	2,06	2,09		
6	76	28	4,70	1,73	1,77		
7	83	31	3,90	1,19	1,26		
8	65	50	4,25	1,03	1,15		
9	60	36	2,50	0,91	0,93		
10	68	37	4,20	1,31	1,39		
11	85	39	5,70	1,35	1,52		
12	80	55	5,50	0,98	1,18		
13	70	49	5,70	1,30	1,48		
14	69	56	5,10	1,04	1,21		
15	70	46	3,90	0,95	1,06		
16	85	54	5,70	0,97	1,18		
17	55	30	3,30	1,57	1,51		
18	53	34	---	---	---		
19	54	31	4,90	2,30	2,22		
20	50	26	5,60	3,38	3,08		

O ensaio do provete nº19 foi rejeitado uma vez que a rotura passou apenas por um dos pontos de carga. O valor médio de $I_{s(50)}$ foi calculado retirando os dois valores mais elevados e os dois valores

mais baixo do $I_{s(50)}$. O valor da resistência à compressão uniaxial para a zona ZG1 é de cerca de 37,65MPa e foi obtido multiplicando por 25 o valor médio de $I_{s(50)}$ (ISRM, 1985).

3.3.5 Classificação geomecânica

As classificações de maciços rochosos, com base na quantificação de diversos parâmetros, foram aplicadas com vista a uma aproximação ao dimensionamento empírico dos túneis. Na aplicação da classificação de Bieniawski, o maciço é inicialmente dividido em zonas (quadro 35).

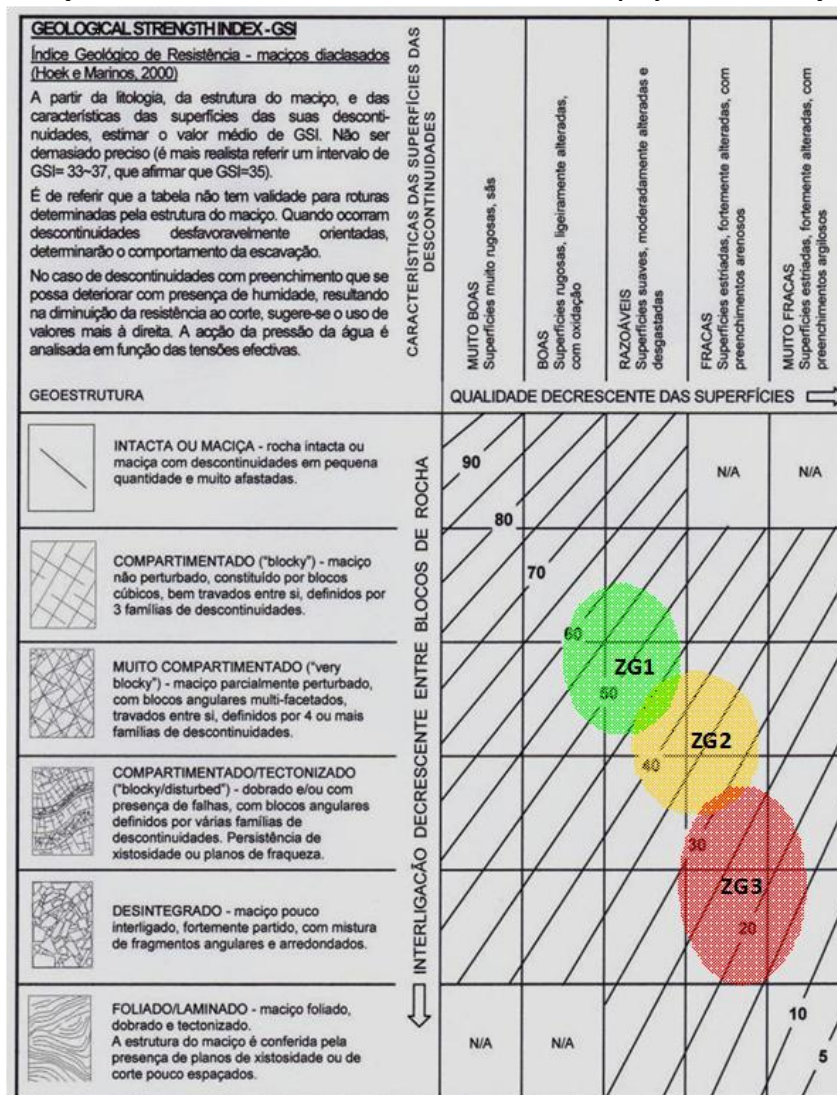
Quadro 35– Classificação geomecânica do maciço rochoso da fase de projecto de execução (Coba, 2009)

Parâmetros	ZG1	ZG2	ZG3
	Valor	valor	Valor
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	16-50	6-15	0,5-5
RQD (%)	50-90	25-75	< 25
Espaçamento das fracturas	F3-4 a F3	F3-4 a F4	F4-5 a F5
Características das descontinuidades	Pouco rugosas, fechadas, alteradas a pouco alteradas	Pouco rugosas, fechadas e alteradas, a pouco abertas com algum preenchimento	Lisas a pouco rugosas, planas, com preenchimento, muito alteradas
Água subterrânea	< 1 l/min/m	< 1 a 2,5 l/min/m	2,5 a 12,5 l/min/m
RMR básico	47-64	35-50	< 29
Descontinuidades	Razoável	Razoável	Razoável
RMR	42-59	30-45	< 24

No que respeita às considerações relativas aos suportes primários, as recomendações da classificação não são directamente aplicáveis por estarem orientadas para túneis em ferradura com 10 m de vão. Contudo, dado o uso generalizado da classificação, a par do índice GSI, esta ferramenta poderá ser utilizada em obra no mapeamento geológico e no zonamento do maciço, do qual é um dos parâmetros integrantes.

O índice GSI, fornece um valor numérico que, quando combinado com as propriedades da rocha intacta, pode ser usado para estimar as propriedades resistentes do maciço rochoso, para diferentes condições geológicas. Na figura 43 representa-se o enquadramento as diferentes zonas geotécnicas:

Figura 43 – Correlação entre as Zonas Geotécnicas e o GSI da fase de projecto de execução (Coba, 2009)



Durante os trabalhos de escavação eram efectuados diariamente levantamentos da frente de escavação. Mensalmente elaborava-se um relatório que era enviado para o Dono da Obra, Projectista e Fiscalização, com o estudo das descontinuidades, caracterização e classificação do terreno. Apresenta-se um resumo de alguns dos levantamentos efectuados na 1ª fase de escavação da frente Poente Norte (quadro 36) e as respectivas classificações geomecânicas (quadro 37).

Quadro 36 – Caracterização das frentes da 1ª fase de escavação da frente Poente Norte entre Pk 0+850 e 0+800

Pk	Litologia	Descontinuidades	Água	Fracturação	Alteração	RQD (%)
0+857	Xistos decompostos, micáceos.	Parcialmente abertas a abertas, com preenchimento de material argiloso mole e material anguloso, verifica-se também presença de matéria orgânica no revestimento das suas paredes. A rugosidade é ligeira a ondulada lisa.	Humidade ligeira.	F4-5	W4	<25
0+854	Xistos decompostos, micáceos.	Parcialmente abertas a abertas, com preenchimento de material argiloso mole e material anguloso, verifica-se também a presença de matéria orgânica no revestimento das suas paredes. A rugosidade é ligeira a ondulada lisa.	Humidade ligeira.	F4-5	W4	<25
0+844	Xistos decompostos, micáceos.	A abertura entre descontinuidades é superior a 5 mm, estas encontram-se preenchidas por material argiloso mole e material anguloso, verifica-se a presença de matéria orgânica nas paredes bem como vestígios de oxidação. Rugosidade ligeira a ondulada lisa.	Humidade ligeira.	F4-5	W4-5	<25
0+827	Xistos decompostos, micáceos.	Parcialmente abertas a abertas, com preenchimento de material argiloso mole e material anguloso, presença de matéria orgânica no revestimento das paredes. Rugosidade ligeira a ondulada lisa.	Humidade ligeira.	F4-5	W4	<25
0+811	Estrutura quartzosa intercalada com xisto de Fânzeres com mica branca, presença de pirite em associação com o quartzo e xisto, são visíveis cristais de turmalina.	Abertura superior a 5mm e preenchimento com material argiloso mole a sobreconsolidado e material anguloso. A estrutura quartzosa, junto ao coroamento, apresenta oxidação. A rugosidade é ligeira a ondulada lisa.	Escorrência na zona central.	F4-5	W4	25
0+807	Xistos de Fânzeres com mica branca e pirite. Estrutura quartzosa no núcleo da escavação.	Fechadas a parcialmente abertas, com preenchimento de material argiloso mole a sobreconsolidado e material anguloso. A rugosidade é ligeira a ondulada lisa.	Humidade ligeira.	F4-5	W4	30
0+805	xisto de Fânzeres com mica branca e pirite, observam-se filonetes de quartzo com cerca de 2 a 3mm entre a xistosidade.	A abertura é por vezes superior a 5 mm e o seu preenchimento corresponde a material argiloso mole a sobreconsolidado e material anguloso. A rugosidade é ligeira a ondulada lisa.	Humidade ligeira.	F4-5	W4	25
0+800	Xisto de Fânzeres com pirite e mica branca; filonetes de quartzo intercalados com os planos de xistosidade; vestígios de oxidação.	A abertura entre elas é superior a 5 mm correspondendo o seu preenchimento a material argiloso mole a sobreconsolidado. A rugosidade é ligeira a ondulada lisa. Persistência da xistosidade.	Humidade ligeira.	F4-5	W4	35

Quadro 37 – Classificação geomecânica da fase 1 de escavação da frente Poente Norte entre Pk 0+857 e 0+800

Pk	RMR	Q	GSI
0+857	24	0,13	25-28
0+854	25	0,13	25-28
0+844	21	0,11	25-28
0+827	22	0,09	24-26
0+811	34	0,28	40-42
0+807	34	0,33	40-42
0+805	36	1,25	40-41
0+800	36	0,36	38-40

3.3.6 Zonamento geotécnico

O zonamento geotécnico definido em fase de projecto teve por objectivo definir zonas do maciço com características geotécnicas dentro de determinados intervalos, de modo a estimar o processo de escavação mais adequado e o respectivo suporte do terreno remanescente. Deve entender-se como um modelo possível, mas não vinculativo com a geologia real a atravessar durante a obra.

Na definição do zonamento geotécnico do maciço, foram tidas em consideração as características litológicas e estruturais das formações ocorrentes, bem como as respectivas características mecânicas, estimadas com base em ensaios realizados e no acompanhamento de obras em maciços semelhantes. Os parâmetros que serviram de base ao zonamento geotécnico foram os seguintes:

- Graus de alteração e fracturação;
- RQD;
- % REC;
- GSI;
- RMR.

Para além dos parâmetros utilizados no zonamento geotécnico e, face às particularidades das unidades geológicas presentes, o presente modelo geotécnico reflecte a estrutura do modelo geológico. Deste modo, definiram-se 3 zonas geotécnicas, ZG3, ZG2 e ZG1, cujas principais características são indicadas no quadro 38.

Quadro 38 – Zonamento Geotécnico (adaptado Coba, 2009)

Zona Geotécnica	Formação	Alteração (ISRM)	Fracturação (ISRM)	Recuperação (%)	RQD (%)	GSI	RMR
ZG1	Xe, quartzo	W ₂₋₃ a W ₃	*F ₂₋₃ a F ₃	≥ 90	> 50	42-62	>45
ZG2	Xe, quartzo	**W ₃₋₄	F ₃₋₄ a F ₄	≥ 50	> 25	28-45	30 – 45
ZG3	Sr, Xe, quartzo (maciço rochoso brando e maciço terroso)	W ₄ a W ₅	F ₄₋₅ a F ₅	< 50	< 25	15-30	< 30

* localizadamente F₃₋₄, ** localizadamente W₃

A zona geotécnica de melhor qualidade – ZG1, corresponde às zonas do maciço rochoso nas quais se verificam as melhores características geotécnicas, comparativamente com as restantes zonas a atravessar. São zonas com maiores teores quartzíticos e menor fracturação, sendo do ponto de vista geotécnico os terrenos que constituem esta zona apresentam fracturas afastadas a medianamente afastadas e grau de alteração compreendido entre o pouco a medianamente alterado. O índice de qualidade RQD característico é superior a 50%, traduzindo a relativa qualidade do maciço presente. A ocorrência desta zona, encontra-se identificada para recobrimentos da ordem dos 20 a 25 m com valores de RMR superiores a 45.

A zona geotécnica de qualidade intermédia – ZG2, corresponde a uma zona geotécnica de transição entre zonas de melhor qualidade e as de fracas características. Ocorre entre o maciço mais superficial de pior qualidade e o maciço mais profundo de melhor qualidade, bem como em zonas mais profundas, alvo de maior fracturação. Trata-se de um maciço rochoso medianamente alterado, em que as fracturas que compartimentam o maciço se apresentam medianamente afastadas a próximas. O índice de qualidade RQD, obtido nas sondagens mecânicas realizadas no âmbito do programa de prospecção geotécnica, é superior a 25%. Os recobrimentos dos trechos onde se assinala a presença desta zona variam entre os 10 e os 25 m e o valor de RMR situa-se entre 30 e 45.

A zona geotécnica de pior qualidade - ZG3, inclui a franja superficial de maciço terroso e ainda o maciço rochoso brando ou mais alterado e fracturado. Ocorre normalmente junto à superfície (em particular nos emboquilhamentos). O grau de alteração do maciço rochoso característico desta zona geotécnica varia entre o alterado a muito alterado, enquanto que as fracturas apresentam-se geralmente próximas a muito próximas. O índice de qualidade RDQ característico desta zona geotécnica é inferior a 25%, traduzindo desta forma a baixa qualidade do maciço presente. O valor de RMR é inferior a 30.

Com base nos intervalos de qualidade dos parâmetros definidos no quadro 38 realizou-se sobre o modelo geológico/geotécnico o zonamento geotécnico (figuras 44 e 45). Dada a heterogeneidade

[illegible]

No quadro 39 encontram-se discriminadas as percentagens estimadas para as diferentes zonas geotécnicas para a totalidade das galerias em fase de projecto de execução.

%	ZG1	ZG2	ZG3
Galeria Norte	0	13	87
Galeria Sul	23	30	47

86

obra. A zona considerada como ZG2/ZG3 apresentava ao nível da abóbada características de zona ZG3 e ao nível da soleira provisória (antes do rebaixo) características da zona ZG2.

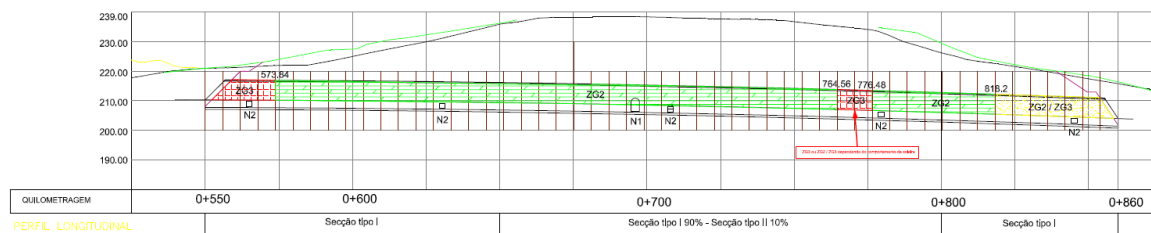


Figura 46 – Zonamento geotécnico da fase de construção da galeria Norte

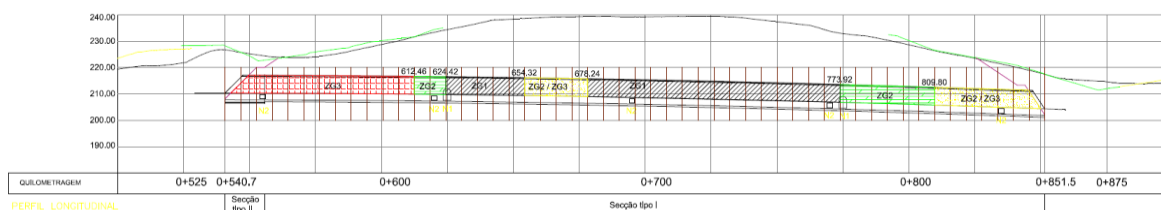


Figura 47 – Zonamento geotécnico da fase de construção da galeria Sul

Em termos percentuais verificou-se o seguinte (quadro 40):

Quadro 40 – Zonamento geotécnico, % verificada

%	ZG1	ZG2	ZG2/ZG3	ZG3
Galeria Norte	0	79	12	9
Galeria Sul	43	16	20	21

3.3.7 Parâmetros geomecânicos

A parametrização geomecânica das diferentes zonas do maciço foi efectuada através da aplicação do critério de rotura estabelecido por Hoek e Brown (COBA, 2009), com base no GSI (*Geological Strenght Index*) e na resistência à compressão uniaxial da rocha. Com base neste critério é possível obter os respectivos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb equivalentes (c' e ϕ') e as características de deformabilidade do maciço.

Através do reconhecimento de campo, da observação da amostragem das sondagens, no recurso a valores considerados típicos deste tipo de maciços referenciados na bibliografia, o projectista definiu os parâmetros necessários à aplicação do critério de rotura de Hoek e Brown.

Uma vez que os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb equivalentes dependem do estado de tensão existente no maciço, dado que a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb equivalente corresponde a uma tangente à envolvente de rotura de Hoek e Brown no ponto correspondente a um determinado estado de tensão. Foram considerados os estados de tensão correspondentes às profundidades de 15 m e de 25 m, que traduzem as profundidades média e máxima das galerias.

No quadro 41 apresentam-se os parâmetros adoptados na aplicação do critério de rotura de Hoek - Brown.

Quadro 41 - Parametrização das Zonas Geotécnicas

Zona Geotécnica	RMR básico	GSI	σ_c (MPa)	E_i (GPa)	γ (kN/m ³)	Parâmetros de resistência					
						Hoek-Brown			Mohr-Coulomb		
						m_i	m_b	s	c (kPa)	ϕ (°)	Profund. cálculo (m)
ZG1	47 – 64	45	23	10	26	30	4,208	0,0022	223	60	25
ZG2	35 – 50	35	14	3	25	29	3,402	0,0013	106	58	15
									146	54	25
ZG3	< 29	25	3	1	22	26	1,785	0,0002	45	44	15
									63	40	25

Na ponderação dos resultados obtidos, em particular em ZG3, foram tidos em conta, além da observação directa das amostras, os resultados dos ensaios triaxiais, de corte e dos ensaios SPT. Assim no quadro 42 apresentam-se os parâmetros geomecânicos adoptados para cada zona geotécnica do maciço considerada.

Quadro 42 - Parâmetros geomecânicos adoptados nas galerias Norte e Sul

Zona Geotécnica	c (KPa)	ϕ (°)	E (GPa)
ZG1	275	50	4,5
ZG2	100	45	1
ZG3	40* a 60	40	0,25

* Na zona da abóbada no emboquilhamento Nascente

3.3.8 Condições de execução previstas em projecto

Com base nos resultados dos diversos ensaios realizados em fase de estudo prévio o projecto prevê um conjunto de condições de execução para as fases de escavação e suporte, das quais se destacam (Coba, 2009):

- Os resultados dos ensaios de Cerchar apresentavam-se muito variáveis indiciando um maciço com características heterogéneas, muito influenciado por oscilações no seu grau de alteração e fracturação e pela presença de filões ou filonetes de quartzo e minerais de estauroлите;

- Com base nos valores obtidos nestes ensaios, a variar entre 0,0 (não abrasivo) a 2,8 (muito abrasivo) admitia-se a possibilidade de utilização de uma roçadora, nos terrenos de pior qualidade menos abrasivos (ZG3 e parte de ZG2);
- Dado o grau de fracturação exibido pelo maciço, admitia-se ainda que, recorrendo a uma roçadora de maior capacidade, a sua utilização poderia também vir a ser estendida a terrenos mais abrasivos de melhor qualidade (parte de ZG2 e ZG1 – ensaios de compressão uniaxial com valores máximos de resistência à compressão de cerca de 65 MPa);
- A ocorrência muito frequente de filões e filonetes de quartzo, que juntamente com a presença de estaurolite (de dureza 7-7 ½ na escala de dureza de Mohs) aumenta a dureza e abrasividade geral do maciço, com reflexo ao nível do sobreconsumo de ferramentas de corte;
- Utilização de explosivos, sendo necessário recorrer-se a técnicas de “*smooth blasting*” com furos e tiros de recorte no contorno da secção e utilização de sequências de tempos adequados a cada situação;
- Preconizou-se a realização sistemática de furação exploratória ao nível da abóbada antes de cada novo avanço em zona geotécnica ZG2, dada a proximidade entre a abóbada da galeria e o contacto entre as zonas geotécnicas ZG2 e ZG3, bem como a presença de materiais terrosos e/ou rochosos de muito fraca qualidade geotécnica;
- Prevvia-se a afluência de água às escavações, uma vez que se registaram zonas com absorção total nos ensaios de Lugeon e níveis de água por vezes até próximo da superfície, com uma altura máxima registada até cerca de 15 m acima da abóbada do túnel. As permeabilidades registadas foram muito variáveis, contudo na zona de maior recobrimento e nível de água mais elevado (em cota) o maciço apresentava-se mais impermeável, não sendo esperada a entrada massiva e repentina de água na galeria. No entanto havia necessidade de acautelar, em especial, as transições entre as diferentes unidades com permeabilidades distintas, bem como, zonas associadas a eventuais falhas/zonas de esmagamento.

3.4 Caracterização do meio e condicionalismos existentes

Dada a proximidade geográfica às Cidades do Porto e Vila Nova de Gaia, o Túnel de Seixo Alvo está inserido num meio de cariz urbano.

Devido à implantação de traçado adoptada, a vertical do alinhamento do túnel interessa à superfície a extremidade de uma edificação ao pk 0+725 da galeria Norte, denominada Casa da

Mina. No entanto, próximo do pk 0+725 da galeria Sul, assinala-se a presença de uma estação de serviço, pelo que foi importante acautelar eventuais impactes da construção do túnel relativamente aos depósitos de combustível existentes no subterrâneo. Junto à galeria Sul no emboquilhamento Nascente, existe uma outra habitação denominada Casa do Muro, que obrigou a adoptar estruturas de contenção ancoradas, nos taludes superiores, já contempladas no projecto de execução. À saída do túnel, aproximadamente ao Pk 0+850 da Galeria Norte, assinala-se a presença da Fanfarra Recreativa e Cultural de Olival. Faz-se ainda referência à presença da Escola EB 2-3 – Olival, a cerca de 10 m a Sul da Galeria Sul.

Em resumo, na envolvente do túnel destacam-se um conjunto de estruturas e infra-estruturas, que condicionaram não só o projecto como também a construção, nomeadamente as opções técnicas, os regimes e o andamento dos trabalhos, bem como a exploração da obra:

- Estrada Nacional EN222;
- Arruamentos camarários;
- Escola EB 2-3 do Olival;
- Edifícios habitacionais e comerciais;
- Edifícios culturais e de lazer;
- Poços de captação de água;
- Estação de Serviço.

Para além dos impactes causados durante a exploração da obra, a construção afectou de forma directa a qualidade de vida da população envolvente, nomeadamente no que respeita a:

- Expropriações;
- Assentamentos em edificações próximas;
- Alterações dos regimes hidrogeológicos;
- Degradação precoce das vias de infra-estruturas rodoviárias;
- Ruídos, vibrações, lamas e poeiras durante a fase construtiva.

3.4.1 Edificado

Antes do início de quaisquer trabalhos efectuou-se um levantamento das condições iniciais das edificações vizinhas, com o objectivo de identificar as patologias existentes, numa faixa definida pelo ACE construtor. Este trabalho foi adjudicado pelo ACE construtor a uma empresa da especialidade. O levantamento das condições iniciais compreendeu a observação visual das patologias, o seu registo fotográfico, bem como a obtenção de testemunhos dos utilizadores dos edifícios, tendo sido cadastrados um total de 77 edifícios. Na figura 48 identifica-se a zona cadastrada.



Figura 48 – Zona de edificado vistoriado

Os relatórios das vistorias foram elaborados individualmente para cada corpo edificado, considerando a seguinte informação:

- Identificação do imóvel, incluindo o nome do proprietário, data da vistoria, morada e contacto telefónico;
- Memória descritiva e justificativa, onde se revela o âmbito da vistoria;
- Caracterização do imóvel, com breve descrição do tipo de edificado bem como a sua idade e outras características específicas do mesmo, incluindo fotografia geral identificativa;
- Patologias observadas, em que se descrevem as anomalias/patologias existentes e respectiva localização no imóvel, seguindo a respectiva ordem, patologias observados no exterior (alçado principal, alçados laterais e alçado posterior ou outros elementos identificados com nomes próprios e patologias observadas no interior (incluindo todos os compartimentos do edificado).

Os relatórios de vistoria foram assinados pelos proprietários e pelo técnico responsável pelo levantamento, compilados e depositados em notário.

De salientar a ausência de um estudo sobre o comportamento previsto para o edificado e a definição de uma zona de risco em fase de estudo prévio.

No seguimento do levantamento do edificado, definiu-se um plano de instrumentação para o edificado contíguo ao traçado da obra, Estação de Serviço, Escola EB 2-3 do Olival, 2 habitações particulares, 1 edifício de habitação com estabelecimento comercial no rés-do-chão e 1 edifício cultural. Nestes edifícios foram colocados alvos topográficos e prismas, nos vértices mais próximos do local dos trabalhos, conforme se apresenta nas figuras 49, 50, 51 e 52.



Figura 49 – Instrumentação da Casa da Mina e do Fumeiro

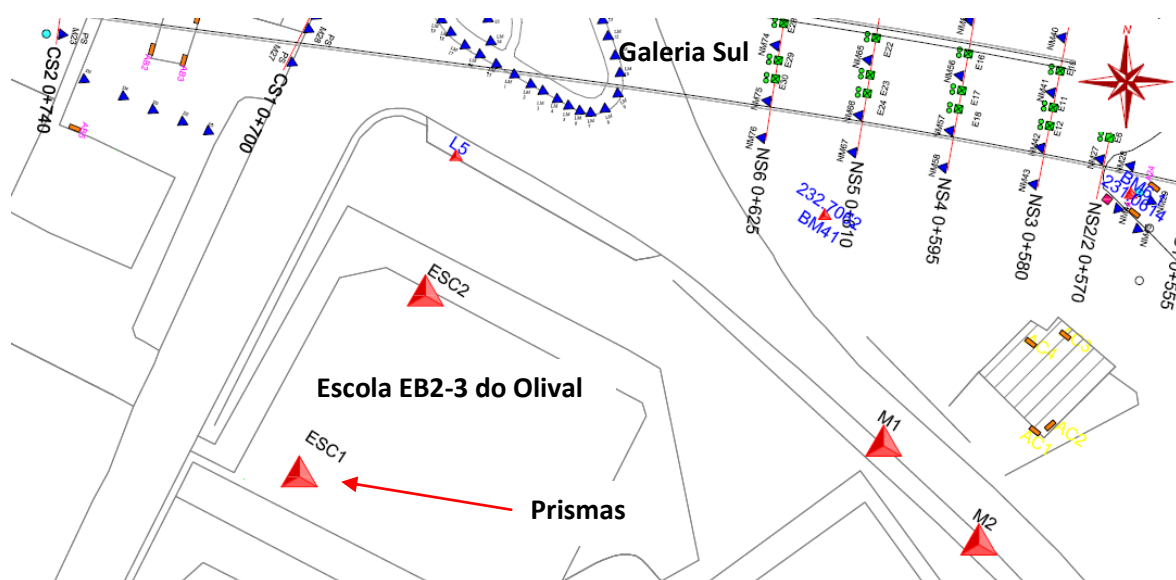


Figura 50 – Instrumentação da Escola EB2-3 do Olival

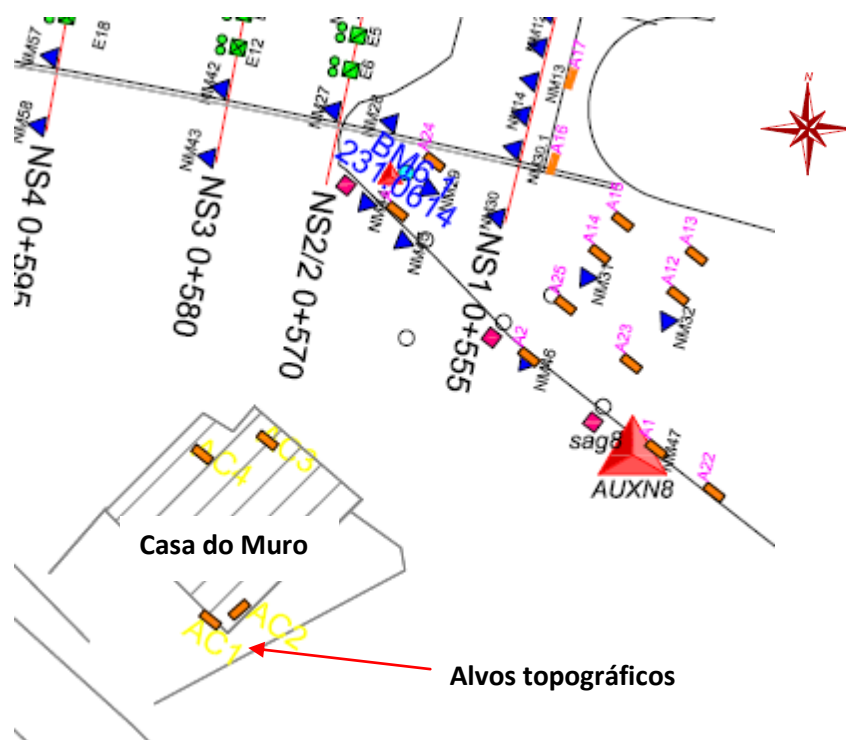


Figura 51 – Instrumentação da Casa do Muro (emboquilhamento Nascente)

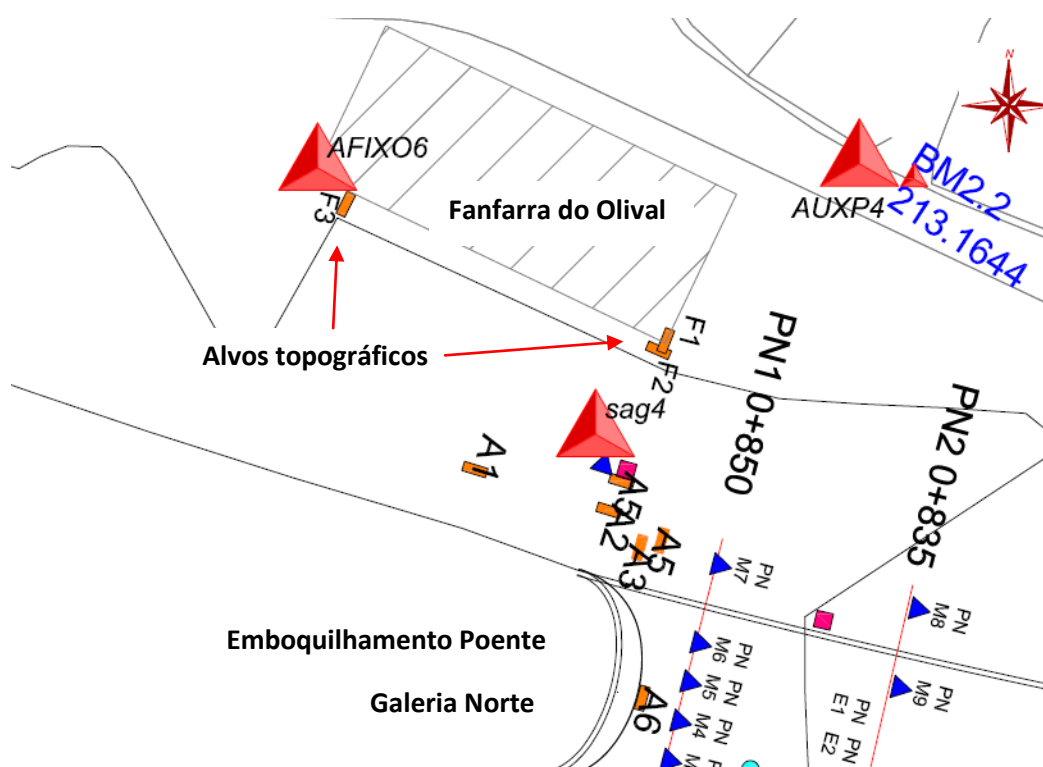


Figura 52 – Instrumentação da Fanfarra do Olival (emboquilhamento Poente)

No fim dos trabalhos será realizado novo levantamento e comparadas as situações de forma a identificar possíveis patologias resultantes da realização da obra e analisar a evolução das patologias identificadas no levantamento inicial.

3.4.2 Depósitos de combustível

A estação de serviço, situa-se próximo do pk 0+725 da galeria Sul, pelo que foi necessário, durante a fase de execução dos trabalhos, proceder ao levantamento da posição exacta dos 4 depósitos e identificação das características geométricas e construtivas, para acautelar eventuais impactes. A localização dos depósitos é apresentada na figura 53:

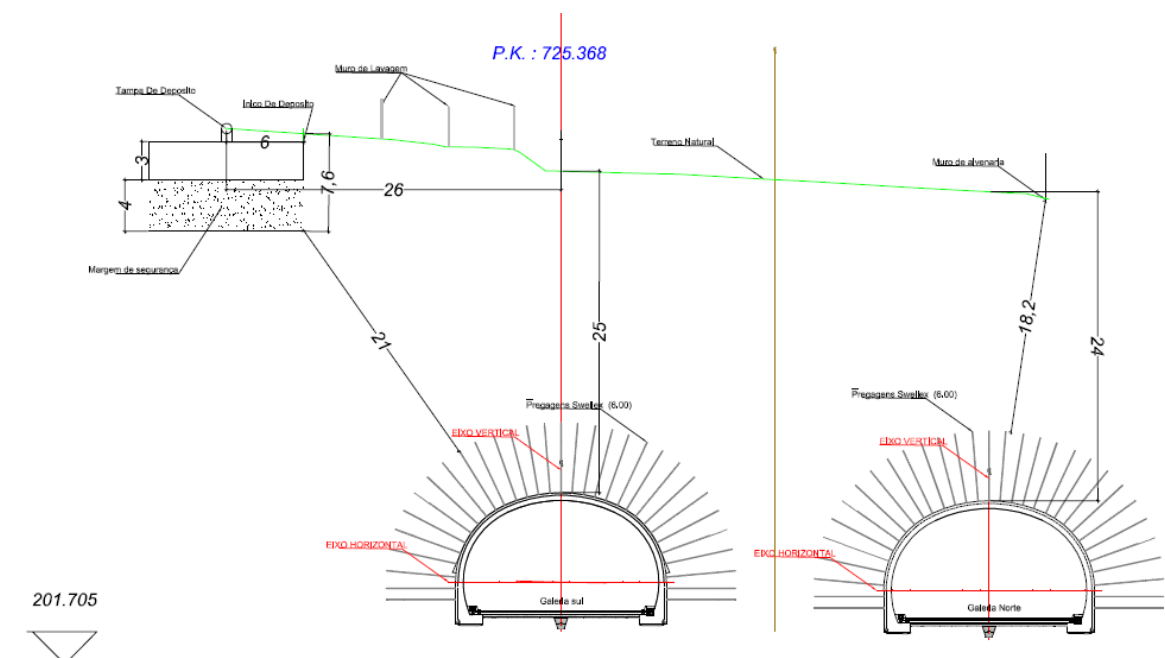


Figura 53 – Perfil transversal com a localização dos depósitos de combustível

Foi elaborado de acordo com o levantamento efectuado pela equipa de topografia e instrumentação, tendo por base as informações prestadas pela empresa proprietária da estação de serviço. De salientar que, uma vez que não existiam quaisquer desenhos relativos à construção dos depósitos, foram assumidas distâncias de segurança nas 3 direcções (x,y,z).

Na situação mais desfavorável a distância em planta ao Pk 0+725 do depósito mais próximo ao eixo da galeria Sul é de cerca de 26m, a distância do fim dos elementos de suporte aplicados nesta zona (pregagens de atrito tipo “Swellex” de 6m) ao depósito mais próximo é de cerca de 21m.

Ao nível do pavimento, na parte superior dos depósitos foram colocadas 5 marcas de superfície, que foram monitorizadas, não apresentando quaisquer movimentos, pelo que os trabalhos decorreram, nesta zona com normalidade. Na figura 54 representam-se as marcas de nivelamento.



Figura 54 – Marcas de nivelamento à superfície dos depósitos de combustível

3.4.3 Poço e minas

Já no decorrer dos trabalhos de escavação, detectou-se a existência de um poço, numa habitação contígua à galeria Norte, pelo que a equipa de produção em conjunto com as equipas de topografia e instrumentação e ambiente, procederam de imediato ao levantamento das características deste poço.

Os proprietários da habitação, informaram que o poço comunicava com diversas minas de água, de considerável capacidade. Informaram ainda que em tempos este poço para além do abastecimento para fins domésticos e agrícolas da referida habitação, abastecia ainda um conjunto de habitações locais. Perante estas informações e tendo em conta o potencial desta estrutura na criação de condições de instabilidade nas escavações, importou garantir a integridade estrutural e impedir a entrada massiva de água nas escavações do túnel.

Assim, o ACE construtor contratou uma empresa especializada para efectuar o levantamento topográfico e caracterização das estruturas existentes no local. Com base no levantamento efectuado foi possível representar graficamente o poço e galerias, tal como se apresenta na figura 55:

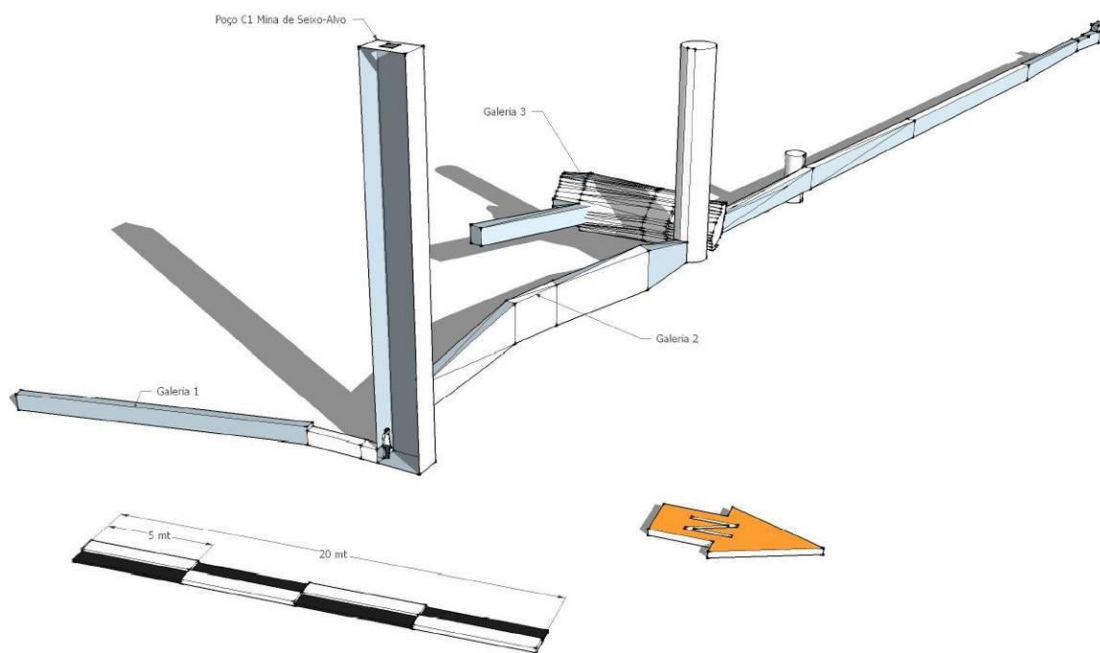


Figura 55 – Representação gráfica do poço e galerias (Geoworks, 2010)

Foram ainda elaborados 1 planta e 2 perfis com a seguinte informação sobre as galerias existentes:

- Posicionamento;
- Revestimento;
- Identificação de zonas de ocorrência de derrocadas;
- Percolação da água;
- Desníveis subterrâneos.

Para uma melhor compreensão da planta e perfis apresentados no anexo 3, a mina inicia em G1P0, G2P0 e termina em G1P3, G2P11 e G3P3. Com base nesta informação foi elaborada uma planta com a posição das estruturas levantadas, relativamente à galeria Norte do túnel de Seixo Alvo, onde foi possível verificar que a Galeria 1 se encontra com a soleira a cerca de 4,5m acima da geratriz da abóbada do galeria Norte. Para ultrapassar esta condicionante, com segurança acrescida, foram tomadas um conjunto de medidas ao nível dos trabalhos de escavação e suporte:

- Lanço simples de 14 enfilagens em avanço ao pk 0+719, com 6m cada e afastadas de 0,4m entre si;
- Lanço duplo de 54 enfilagens no total, ao pk 0+715, com 12m cada e afastadas de 0,3m entre si;
- Rebaixamento do nível freático, com esgotamento por bombagem da água do poço de acesso principal ao sistema de galerias;

- Paralelamente foi executado a cerca de 5m em planta do poço, um furo com 68m de profundidade e instalado um sistema de bombagem de forma a garantir o abastecimento de água aos proprietários;
- 2 campanhas de análise da qualidade da água do furo realizado;
- Executaram-se 2 piezómetros complementares para monitorização do rebaixamento do nível freático nesta zona;
- Não foram executados geodrenos, pois a furação realizada para no âmbito da execução das enfilagens, funcionavam até à sua injeção como dreno;
- O avanço da escavação da primeira fase diminui nesta altura de 2,2 para 1,4m/dia.

3.5 Escavação e suporte

3.5.1 Estratégia

A metodologia definida para os trabalhos de escavação e suporte assenta na filosofia NATM, adoptando suportes primários baseados em resultados obtidos através de métodos empíricos validados pelos métodos numéricos, bem como na experiência do projectista em obras semelhantes. Assim, seguiram-se um conjunto de premissas para os trabalhos de escavação e suporte:

- Utilização preferencial de meios mecânicos de escavação em detrimento do recurso a explosivos, dadas as implicações quer no estado de tensão do maciço quer no meio urbano envolvente;
- Escavação em 5 fases, calote superior (subdividida em duas fases) e destroça ou rebaixo (subdividida em três fases – caixão central e alargamentos);
- O desfasamento longitudinal mínimo entre as escavações do rebaixo e da calote foi de 50m (cerca de três diâmetros);
- As escavações das galerias foram iniciadas pelo lado oposto ao pilar central, sendo os alargamentos subsequentes executados para a zona central;
- Para a calote superior, a escavação da segunda galeria só foi iniciada, após o avanço da 2ª fase da galeria adjacente numa extensão mínima de 20 m (desfasamento a mantido ao longo da obra);
- Cumulativamente, tendo em conta a interacção entre galerias, a escavação da 2ª galeria só é realizada após estabilização dos deslocamentos da galeria adjacente na vizinhança dos trechos a escavar.

A metodologia seguida teve como objectivo controlar melhor os deslocamentos à superfície sendo vantajosa do ponto de vista de aplicação do suporte uma vez que foi possível prever, as condições para o alargamento e rebaixo, uma vez que, neste tipo de ambiente geológico, o maciço apresenta variações bruscas de qualidade.

Em obra, o projecto de execução foi adaptado à realidade geológico-geotécnica encontrada e aos resultados de instrumentação obtidos.

Fruto da estratégia definida em função do prazo da obra, características geológicas e geotécnicas e condicionantes impostos pelo meio em que a obra está inserida, formaram-se 3 equipas de trabalho para cada emboquilhamento perfazendo 6 equipas no total, organizadas em 2 turnos diários, com jornadas de trabalho de 6 dias, seguindo-se 3 dias de descanso e consequente mudança de turno.

3.5.2 Técnicas de escavação implementadas

Tendo presente os condicionalismos impostos pelo terreno e pelo meio em que a obra está inserida, foi necessário minimizar os riscos estruturais quer da obra quer da sua envolvente, o que obrigou a recorrer a métodos e processos construtivos que permitissem um maior controlo das vibrações induzidas no terreno e da rápida descompressão do maciço remanescente. Neste sentido a utilização de explosivos foi preterida em relação ao desmonte mecânico.

Para além dos condicionantes impostos pelas características do terreno e do meio envolvente foi necessário considerar outros factores, de ordem técnico-económica, na selecção do equipamento de escavação, tais como:

- Características técnicas do equipamento (capacidade de realizar trabalho);
- Disponibilidade de equipamento no mercado;
- Versatilidade;
- Custo de aquisição/aluguer;
- Disponibilidade de operadores especializados;
- Prazo e orçamento para execução do trabalho.

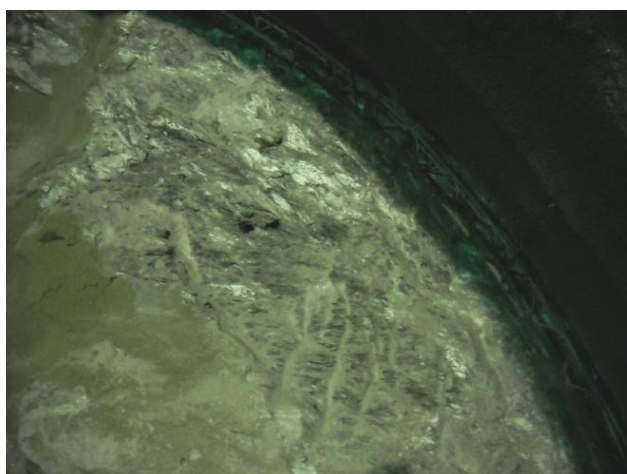
Analisando todos estes factores a equipa técnica da obra optou preferencialmente por equipamentos do tipo escavadora hidráulica com martelo demolidor hidráulico. Neste sentido foi necessário encontrar a relação óptima entre a capacidade de produzir trabalho e a respectiva dimensão, de forma a permitir suficiente mobilidade de trabalho e segurança no processo. O *gabarit* da 1ª fase de escavação (figura 56) limitou, pelas suas dimensões, a utilização de equipamento entre as 25 e 30 ton. e consequentemente a utilização de martelos demolidores hidráulicos de 2 a 2,5 ton. Com o objectivo de potenciar o peso operativo da escavadora

hidráulica, a remoção foi realizada com recurso a pá carregadora, pois as dimensões do escavadora hidráulica não permitiam a sua rotação para o carregamento de camiões a partir da frente de escavação.

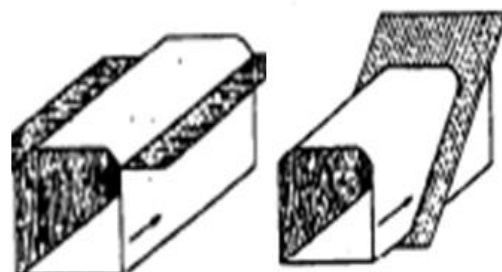


Figura 56 – Gabarit da 1ª Fase de escavação e utilização de escavadora hidráulica de 28 ton. e martelo de 2,5 ton.

Tratando-se de um xisto estaurolítico pouco diaclasado muito comprimido e macio com planos de xistosidade horizontais a sub-horizontais (figura 57,b), o terreno apresentando-se como um “folheado” na frente de escavação (figura 57,a), provoca o amortecendo do impacto do martelo hidráulico sem que ocorra destaque de rocha. Assim, a escavação com martelo hidráulico verificou-se pouco produtiva, provocando elevado desgaste no martelo hidráulico, o que obrigou a inúmeras paragens e reparações, que se traduziram em produtividade reduzida e custos acrescidos.



(a)



(b)

Figura 57 – (a) Aspecto e (b) representação da atitude predominante da xistosidade (adaptado Gomes L. et al, 2007)

Perante esta constatação, recorreu-se a uma escavadora hidráulica compacta com maior peso operativo e que permitia trabalhar com martelos hidráulicos de capacidade superior, como foi o caso escavadora hidráulica “broyt D600T” de 42 ton, equipada com martelo hidráulico de 3,8 ton. No entanto não se verificou um incremento significativo na produtividade que justificasse a sua permanência em obra.

Uma outra solução aplicada, foi tentar criar uma zona de descompressão e alívio semelhante a um “caldeiro” (figura 58,a), através da realização de um conjunto de furos de 102mm, com afastamento de cerca de 30cm entre eles quer na vertical, quer na horizontal.

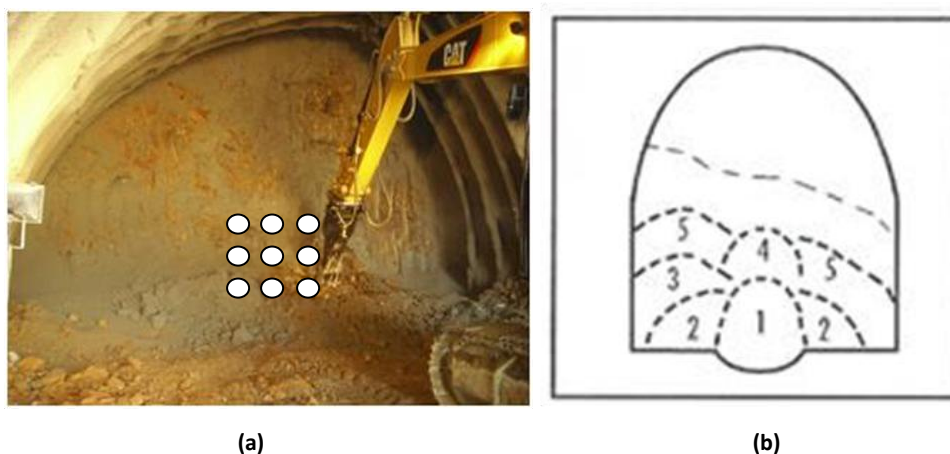


Figura 58 – (a) Representação da zona de alívio e (b) alargamento (Vilela, 2010)

Depois da execução dos furos iniciava-se a escavação da frente nesta zona, sendo consecutivamente alargada (figura 58,b). Logo após o início a escavação foi possível verificar que a rocha ficava esmagada no interior dos furos, perdendo-se o efeito desejado. Assim, esta técnica foi também abandonada.

Recorreu-se ao mercado com o objectivo de encontrar uma cabeça roçadora que permitisse a adaptação a uma das escavadoras hidráulicas em obra (figura 59). Alugou-se um equipamento que permitia trabalhar em rochas com resistência à compressão até 65MPa, ou seja uma resistência superior à média das resistências obtidas nos levantamentos realizados em obra. No quadro 43 resumem-se as principais características deste equipamento:

Quadro 43 – Características da cabeça roçadora ATH75 da Voest-Alpine

Modelo	TH75-P36
Aplicado em rochas com resistência à compressão	65 MPa
Ferramentas de corte	2x36 picas
Diâmetro	700mm
Potência	100KW
Peso	650Kg



Figura 59 – Escavação com recurso a cabeça roçadora

No decorrer da sua utilização verificou-se um desempenho medíocre em zonas com intercalações de quartzito e também devido a avarias, sendo necessário retirar o equipamento da escavadora e colocar o martelo demolidor. As sucessivas interrupções implicaram o abandono desta técnica. No quadro 44 apresenta-se uma síntese das técnicas utilizadas e rendimentos obtidos em regime de laboração permanente, ou seja sem que tivessem ocorrido paragens significativas, causadas por avarias, incompatibilidade entre operações, incidentes geotécnicos etc., durante o período de tempo considerado:

Quadro 44 – Técnicas de escavação e rendimentos obtidos

Técnicas	Dias trabalhados	Frente de escavação	Pk 0+...	Pk 0+...	Zona geotécnica intersectada	Rendimento (m/dia)
Escavadora hidráulica de 28ton. com martelo de 2,5ton.	51	Poente Norte	853	787	Emboquilhamento, ZG3 e ZG2	1,29
Escavadora hidráulica de 42ton. com martelo de 4ton.	9	Poente Norte	791,2	779,6	ZG2	1,29
Escavação com furação de alívio	5	Nascente Norte	625,9	630,2	ZG3	0,86
Cabeça roçadora de 100KW e 700mm de diâmetro	10	Nascente Norte	630	643,3	ZG3	1,33

Pela análise do quadro anterior podemos verificar que a escavação precedida de furos de alívio obteve o menor rendimento de entre as técnicas aplicadas. Utilizando escavadoras e martelos hidráulicas, o factor que mais influenciou o rendimento foi o tipo de terreno intersectado, sendo este mais ou menos facilmente destacável. No entanto é importante referir que o rendimento obtido pela escavadora de 42 ton. foi condicionado pelas sucessivas avarias. Comparativamente com as restantes técnicas a cabeça roçadora obteve um rendimento aceitável. A prestação medíocre perante a heterogeneidade do terreno e as avarias frequentes, leva a pensar que um

equipamento mais potente e de maior dimensão apresentaria uma melhor prestação, pelo que importa assim aprofundar o estudo sobre o dimensionamento deste equipamento.

De referir que a aplicação de explosivos se realizou apenas por 3 vezes e com o objectivo de criar uma zona de alívio na frente de escavação e facilitar o posterior desmonte mecânico.

3.5.3 Rendimentos

Nos quadros 45 e 46 apresentam-se os rendimentos obtidos nas frentes de trabalho de escavação e suporte primário.

Quadro 45 – Duração dos trabalhos de escavação e suporte primário

Frente Trabalho	Mai-10	Jun-10	Jul-10	Ago-10	Set-10	Out-10	Nov-10	Dez-10	Jan-11	Fev-11	Mar-11
Ponte Norte											
Fase 1											
Fase 2											
Fase 3											
Fase 4											
Fase 5											
Ponte Sul											
Fase 1											
Fase 2											
Nascente Norte											
Fase 1											
Fase 2											
Nascente Sul											
Fase 1											
Fase 2											
Fase 3											
Fase 4											
Fase 5											

Quadro 46 – Rendimento dos trabalhos de escavação e suporte primário

Frente Trabalho	Início	Fim	Dias calendário	Pk início 0+...	Pk fim 0+...	Rendimento (ml/dia)	Rendimento (m3/dia)
Poente Norte							
Fase 1	07-05-2010	06-11-2010	171	853	698	0,91	49,85
Fase 2	11-06-2010	13-11-2010	143	853	704	1,04	31,26
Fase 3	16-11-2010	10-12-2010	25	853	561	11,68	467,20
Fase 4	20-11-2010	30-01-2011	65	863	550	4,82	57,78
Fase 5	26-11-2010	02-02-2011	73	863	550	4,29	51,45
Poente Sul							
Fase 1	01-07-2010	15-01-2011	162	848	688	0,99	54,32
Fase 2	12-07-2010	03-02-2011	199	848	677	0,86	25,78
Nascente Norte							
Fase 1	07-06-2010	10-11-2010	157	561	696	0,86	47,29
Fase 2	13-07-2011	15-11-2010	126	561	702	1,12	33,57
Nascente Sul							
Fase 1	18-07-2010	05-12-2010	141	554	653	0,70	38,62
Fase 2	01-08-2010	27-01-2011	172	554	666	0,65	19,53
Fase 3	24-01-2011	18-02-2011	26	554	848	11,31	452,31
Fase 4	31-01-2011	17-03-2011	46	554	851	6,46	77,48
Fase 5	01-02-2011	17-03-2011	45	554	851	6,60	79,20

Pela análise do quadro anterior é possível verificar o baixo rendimento obtidos nas fases 1 e 2 em ambas as galerias, quando comparadas com as restantes fases, para o qual contribuíram essencialmente 3 factores:

- Características geológicas e geotécnicas, com destaque para a atitude predominante da xistosidade;
- Condicionismos impostos pelo meio em que a obra está inserida;
- Processo de escavação utilizado;
- Incidentes geotécnicos ocorridos.

3.5.4 Suporte primário

As metodologias seguidas na construção de túneis, baseadas na adopção de suportes primários, que assegurem que o vão da escavação seja auto portante e por outro lado permita uma ligeira de formação do maciço, por serem suficientemente flexíveis, tornam-se menos onerosas que as soluções de suporte rígidas.

O suporte primário previsto em fase de projecto e aplicado em fase de obra, adaptado às condições existentes, considerou um conjunto de elementos:

- Enfilagens (pré-suporte);
- Betão projectado com fibras metálicas;
- Cambotas treliçadas e perfis metálicos;
- Pregagens de atrito tipo “swellex”.

Estes elementos foram aplicados em função da fase de escavação, classificação geomecânica, zonamento geotécnico e instrumentação. No anexo 2 apresenta-se, para cada zona geotécnica e fases de escavação, o suporte aplicado. Neste ponto são também consideradas as microestacas aplicadas nos emboquilhamentos.

3.5.4.1 Microestacas

Os emboquilhamentos são pontos críticos da obra, devido ao diminuto recobrimento e consequentemente maior exposição aos fenómenos de erosão, pelo que importa garantir quer a segurança dos trabalhadores quer a estabilidade dos taludes frontais e reduzir o risco de abertura de chaminés à superfície. Assim nos primeiros metros a partir das bocas, executaram-se na zona da calote, lanços de microestacas simples e duplos, função das características do terreno (figura 60,a).

As microestacas são tubos metálicos introduzidos no terreno através de um sistema auto-perfurante tubular tipo “symetrix”. De forma a adaptar, simplificar o processo e rentabilizar o equipamento, cada microestaca de 12m foi dividida num conjunto de 4 elementos de 3 metros cada, com extremidades roscadas que se interligam. Possuem 88,9mm de diâmetro e 8mm de espessura de parede, sendo que cada elemento alberga um conjunto de manchetes que permite a injeção da calda de cimento utilizada para criar o bolbo de selagem. A divisão do tubo em 4 elementos permitiu a utilização de um equipamento de perfuração tipo “Jumbo”, normalmente utilizado na perfuração de pegas de fogo e aplicação de suporte primário tendo facilitado a manobra de tubos e varas, reduzindo substancialmente o peso do conjunto.

O primeiro elemento do conjunto recebe uma coroa com botões que por sua vez recebe um bit piloto acoplado na coluna do equipamento de perfuração (figura 60,b). O último elemento do conjunto recebe na extremidade um obturador que será utilizado para a injeção da calda de cimento.



Figura 60 – a) Execução do lanço superior do chapéu duplo e b) Pormenor da coroa e bit piloto

O faseamento de execução é o seguinte:

- Preparação topográfica em gabinete;
- Preparação topográfica no terreno, através da marcação no talude das várias microestacas que constituem o lanço ou chapéu e marcação de pontos relativos ao alinhamento da coluna do equipamento de perfuração;
- Colocação do bit piloto na primeira vara de furação;
- Colocação da coroa roscada no primeiro elemento tubular;
- Colocação do primeiro tubo na coluna do equipamento de perfuração;
- Introduzir a coluna com a vara de perfuração pelo interior do tubo e engrenar o bit piloto na coroa, iniciar a perfuração;
- Recolher a coluna de perfuração com o bit piloto, e proceder à manobra de vara e tubo, que consiste em introduzir novo conjunto tubo-vara e prosseguir com a perfuração;
- Repetir esta tarefa na colocação do 3º e 4º conjunto tubo-vara;
- Uma vez executada perfuração do chapéu, colocam-se os obturadores, que podem ser soldados ou roscados, sendo este sistema mais prático e económico;
- O espaço entre o terreno e o tubo é obturado com espuma de poliuretano, que possui uma rápida secagem e impede a saída da calda de cimento injectada;
- Injecção de calda de cimento, que de acordo com o definido em projecto deverá garantir valores de resistência à compressão simples de 27MPa aos 28 dias.

Existe no mercado equipamento específico para a execução de microestacas, mas tal como referido anteriormente, pretendia-se rentabilizar o equipamento em obra necessário a outras actividades, pelo que se introduziram algumas alterações no processo.

Os meios utilizados foram os apresentados no quadro 47:

Quadro 47 – Meios afectos à execução de microestacas

Meios humanos	Equipamentos
1 Chefe de equipa; 1 Manobrador equipamento de perfuração horizontal; 1 Manobrador equipamento multifunções; 1 Topografo; 1 Porta miras; 2 Marteleiros; 2 Serventes.	Equipamento de perfuração horizontal tipo “Jumbo”; Equipamento de elevação tipo multifunções; Misturadora e bomba injectora.

Utilizaram-se dois equipamentos de perfuração distintos, um Atlas Copco L2C na frente Poente e um Atlas Copco WE3C na frente Nascente, sendo este último um equipamento mais evoluído

permitindo a programação do *lay-out* da perfuração e incorporação de um sistema de mordentes de auxílio à manobra de varas e tubos, aumentando da segurança e diminuindo os tempos de manobra.

3.5.4.2 Enfilagens

Os chapéus de enfilagens foram executados em zonas geotécnicas consideradas ZG3. Estes chapéus consistem em aplicar no terreno, no sentido do avanço da escavação, um conjunto de elementos de aço em varão com diâmetro de 32 mm e 12 m cada, no perímetro da escavação e com sentido do avanço, tendo sido executados a cada 9 m de forma a garantir uma zona de sobreposição de cerca de 3 m (figura 61). O faseamento construtivo seguido foi:

- Marcação topográfica, utilizando uma metodologia semelhante às microestacas, no entanto mais aligeirada;
- Preparação dos varões através da colocação de um tudo de injeção e outro de respiro;
- Executar a perfuração de todos os furos, (diâmetro: 76 mm e comprimento: 12 m);
- Introduzir os varões no furos;
- Selar os furos com espuma de poliuretano;
- Injectar calda de cimento, com as mesmas características da utilizada nas microestacas.



Figura 61 – Execução de enfilagens

Os meios afectos a esta actividade são idênticos aos utilizados na realização das microestacas, sendo possível obter rendimentos na ordem das 1,7 un./hora.

3.5.4.3 Pregagens

Nesta obra foram aplicadas pregagens de atrito tipo “Swelllex” (figura 62,b), pregagens auto-perfurantes e pregagens de fibra de vidro (figura 62,a).

As pregagens de atrito de 240KN com 4m de comprimento foram aplicadas nas abóbadas e hasteais em ZG1 e as de 6m, também de 240KN foram aplicadas em ZG2. Em ambas as situações a malha de furação variava em função do valor de RMR. A furação foi de 48mm de diâmetro.

As pregagens de fibra de vidro, com 12m de comprimento foram aplicadas na frente de escavação, em furação de 76mm de diâmetro normalmente cerca de 6 unidades na fase 1 e 4 unidades na fase 2. Cada pregagem tinha 2 tubos, 1 de injeção e outro de respiro. Após a colocação no furo, a boca do furo era selada e a pregagem injectada com calda de características idênticas à utilizada nas microestacas e enfilagens.

As pregagens auto perfurantes foram aplicadas aquando dos incidente geotécnicos, em furação de 48mm de diâmetro, com 9m de comprimento. Após a sua colocação no furo foram injectadas.



Figura 62 – (a) Aspecto de uma frente de escavação com pregagens de fibra de vidro e (b) enchimento de uma pregagem de atrito tipo “Swellex”

Os meios utilizados foram os apresentados no quadro 48:

Quadro 48 – Meios afectos à execução de pregagens

Meios humanos	Equipamentos
1 Chefe de equipa; 1 Manobrador equipamento de perfuração horizontal; 1 Manobrador equipamento multifunções; 1 Marteleiro; 1 Servente.	Equipamento de perfuração horizontal tipo “Jumbo”; Equipamento de elevação tipo multifunções; Bomba de “Swellex”; Misturadora e bomba injectora.

3.5.4.4 Cambotas

Utilizaram-se cambotas treliçadas classe PS 115 20 30 composta por seis elementos, quatro na abóbada e dois elementos semi-verticais nos hasteais (figura 63). Na escavação da 1ª fase eram colocados apenas 2 elementos apoiados, junto do hasteal provisório, num perfil metálico “HEB 120”. Com o avanço da 2ª fase este perfil era substituído pelos restantes dois elementos da abóbada. Os 2 elementos semi-verticais colocavam-se alternadamente, com intervalo de cerca de

48 horas, função do avanço da destroça. A união entre diferentes elementos era realizada com parafuso e porca, tal como se apresenta na figura 63. Nas diversas fases de escavação os elementos de diferentes cambotas foram ligados entre si através de “espaçadores” em varão metálico liso com comprimento variável em função do zona geotécnica. Os elementos que apoiavam no terreno, independentemente da fase de escavação, possuíam uma chapa de apoio tipo “pata de elefante”.



Figura 63 – Colocação e afinação da posição da cambota treliçada

Após a colocação e afinação da posição dos elementos da cambota para cada fase, estas eram projectadas com betão reforçado com fibras metálicas até estarem completamente cobertas.

Os meios afectos à colocação de cambotas foram (quadro 49):

Quadro 49 – Meios afectos à colocação de cambotas

Meios humanos	Equipamentos
1 Chefe de equipa; 1 Manobrador equipamento multifunções; 2 Marteleiros; 2 Serventes.	Equipamento de elevação tipo multifunções.

3.5.4.5 Betão projectado com fibras metálicas

O betão é constituído por cimento, agregados e adjuvantes, reforçado com fibras metálicas. A constituição do betão variou ao longo da obra em função das condições atmosféricas e do planeamento dos trabalhos, nomeadamente em quantidade de cimento. A composição base utilizada foi (quadro 50):

Quadro 50 – Composição betão base projectado

Matéria prima	Kg/m ³
Cimento tipo II 42,5 R	400
Cinzas volantes	0
Areia fina - 0/1	470
Areia grossa - 0/8	400
Brita 05 - 4/8	670
Sikament 200	0
Viscocrete 3008	3,8
Água	170
Relação água/cimento	0,43

A quantidade de fibras metálicas adicionadas é cerca de 35Kg/m³. O betão é preparado em central e as fibras metálicas são adicionadas na auto betoneira através de um doseador vibratório. O adjuvante que confere ao betão aceleração de presa é adicionado aquando da aplicação, perto da ponteira de projecção. O betão é transportado até ao local de aplicação em camião auto betoneira e aplicado com um equipamento denominado “*Robot de projecção*” (figura 64). Trata-se de um equipamento sobre chassis equipado com uma bomba de betão, bomba de aditivo, compressor e lança telescópica com cerca de 14m.



Figura 64 – Projecção de betão

Durante a aplicação do betão projectado são recolhidas amostras para controlo das propriedades mecânicas, com o seguinte critério (quadro 51):

Quadro 51 – Controlo de qualidade do betão projectado (Coba, 2009)

Ensaio	Início da obra	Durante execução
Resistência à compressão	Cada 100m ³ ou cada 2 semanas.	Cada 400 m ³ ou cada mês.
Conteúdo de fibras , dosagem, aditivos	Cada 200m ³ cada semana.	Cada 400m ³ ou cada mês.
Controlo de espessura	Cada 200 m ³ .	Cada 200 m ³ .
Controlo da energia de deformação mediante ensaio de placa	Cada 400 m ³ ou ao mês.	Cada 1000 m ³ ou num quadrimestre.
Controlo de qualidade de fibras nas placas ensaiadas	---	Cada 1000 m ³ .

3.6 Incidentes geotécnicos

3.6.1 Frente Poente Norte

3.6.1.1 Caracterização

O incidente geotécnico da galeria Norte ocorreu na madrugada do dia 13 de Agosto de 2010, ao Pk 0+770 e caracterizou-se pela queda de material ao nível da abóbada e escorrimento abundante de água, no decorrer dos trabalhos de escavação da 1ª fase. Nesta zona o recobrimento é de aproximadamente 22m. Na figura 65 representa-se a orientação das famílias que delimitaram a queda de material.

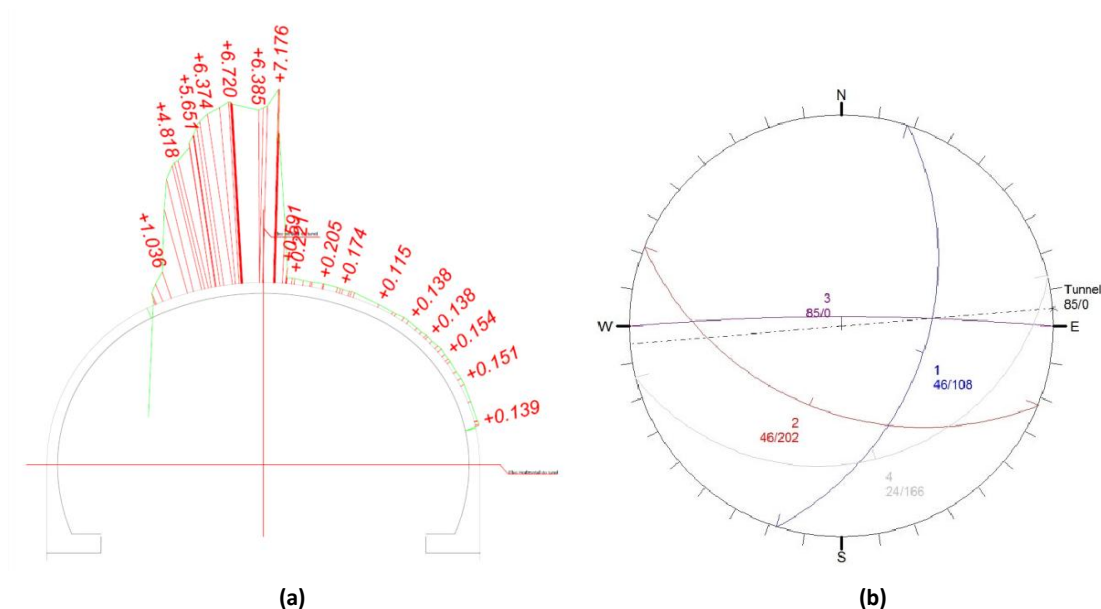


Figura 65 – (a) Corte ao Pk 0+773 (em espelho), (b) orientação das famílias que delimitam a queda de material (Coba, 2010)

Do ponto de vista geométrico a queda de material encontrava-se delimitada, na sua face Norte, por uma superfície de direcção sub-paralela ao alinhamento do túnel com pendor da ordem dos 85° para Norte. A face oposta aparentava encontrar-se delimitada por uma família de xistosidade de atitude N68°W, 46°SW. O prisma formado pela queda de material apresentava forma alongada com cerca de 6 a 7 metros de desenvolvimento e uma altura máxima da mesma ordem de grandeza, sendo os topos coincidentes com uma segunda família de xistosidade N18°E, 46°E. A volumetria total da queda de material acima da abóbada foi da ordem dos 160 m³.

3.6.1.2 Tratamento

Logo após o incidente o Projectista foi informado da ocorrência e todas as decisões tomadas foram estudadas e discutidas em conjunto com a equipa técnica da obra. O tratamento do incidente foi realizado em 3 etapas:

- A primeira etapa consistiu em estabilizar a cavidade e impedir a evolução dos deslocamentos;
- A segunda etapa consistiu em restabelecer o efeito de arco por reconstituição da geometria da secção;
- Preparar a frente de escavação para retomar os trabalhos de escavação em segurança.

No quadro 52 apresenta-se de forma resumida os trabalhos realizados em cada etapa:

Quadro 52 – Resumo do tratamento realizado no incidente geotécnico da galeria Poente Norte

Etapas de tratamento	Trabalhos desenvolvidos
Etapa 1 - estabilizar a cavidade e impedir a rápida evolução dos deslocamentos	Aplicação de BPRFM.
Etapa 2 - restabelecer o efeito de arco por reconstituição da geometria da secção	Recolocação dos perfis metálicos provisórios (2ª Fase) e cambotas treliçadas com 0,5 a 0,7m de afastamento, numa extensão de 6m; Aplicação de BPRFM; Aplicação radial de pregagens injectadas, Ø32mm, com 6m de comprimento numa malha de 1,25X1,25m, , ou pregagens de atrito tipo <i>Swelllex</i> com 6m, onde não fosse possível executar pregagens injectadas; Enchimento da cavidade com betão leve, com peso específico não superior a 15KN/m ³ e resistência à compressão mínima de 4MPa.
Etapa 3 - preparar a frente de escavação para retomar os trabalhos de escavação em segurança (figura 66)	Execução de pregagens de fibra de vidro com 6m e malha de 3X2m, perpendicularmente ao avanço, também lançadas para sul (2ª fase); Execução de enfilagens de 12m na abóbada afastadas com afastamento de 30 cm, também lançadas para sul (2ª fase) e empalmadas nas treliças da 1ª fase; Execução de pregagens de fibra de vidro com 12m com malha a ajustada, na frente de escavação; Execução de geodrenos.



Figura 66 – Trabalhos de empalme da enfilagens lançadas para Sul nas treliças da 1ª fase (etapa 3)

Na sequência dos trabalhos realizados, para restabelecer o efeito de arco por reconstituição da forma e para controlo da secção, foi realizada a escavação da fase 2, até ao encontro das frentes ao pk 0+770,5. Constatada a pior qualidade geotécnica dos materiais presentes na zona central e lado Sul da frente de escavação, obtida a partir da furação dos elementos de contorno e dada a reversibilidade dos conjuntos treliçados em uso, avançou-se com a 1ª fase de escavação, em “espelho” relativamente ao previsto em projecto, ou seja, junto ao pilar central, numa extensão que permitiu ultrapassar a ocorrência de materiais de pior qualidade, de cerca de 3 a 4 m de possança. Os conjuntos treliçados foram colocados em toda a extensão da abóbada, com afastamento de 0,5 m, recorrendo exclusivamente à escavação de contorno estritamente necessária à sua colocação. Após esta operação, a escavação prosseguiu, com a fase 1 “em espelho”, até ao ponto de execução de novo chapéu de enfilagens, até se ultrapassar o trecho de pior qualidade. Após a passagem pela zona identificada de piores características, procedeu-se a um novo encontro de fases de escavação da abóbada em frente única, com continuação a partir desse ponto, da escavação com a fase 1, na sua posição corrente afastada do pilar central. Este procedimento foi validado pelos resultados da instrumentação e dos levantamentos geológicos.

3.6.1.3 Observação

Durante a furação das enfilagens verificou-se a presença de materiais brandos numa extensão de cerca de 3m e também a ocorrência de água, o que provocou um abaixamento mais acentuado no piezómetro CPZ2 (figura 67). No conjunto as afluições assinaladas promoveram um abaixamento do nível de água de 6 m no CPZ2. Parte da água afluyente, marcou a frente com uma patine ferruginosa, que indicia que se tratariam de águas cativas no interior do maciço. Assinala-se ainda os deslocamentos verificados no extensómetro E8 e E9 da secção PN4 (figuras 68 e 69).

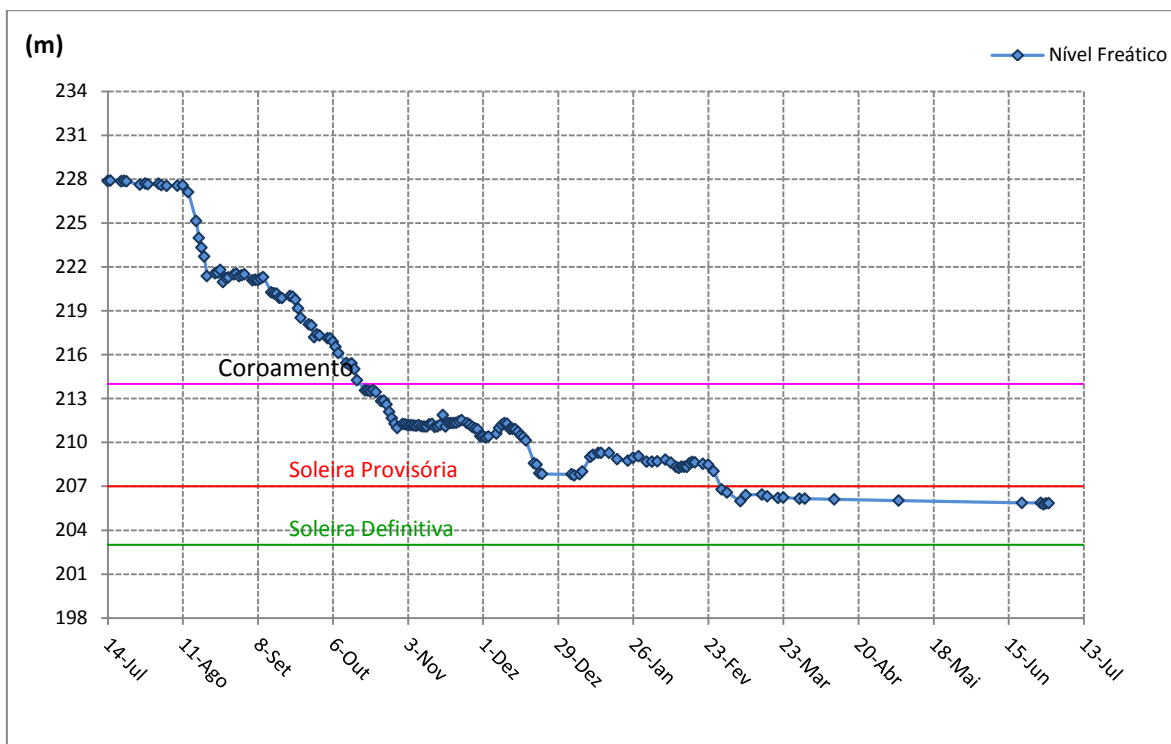


Figura 67 – Evolução do nível piezométrico do CP22

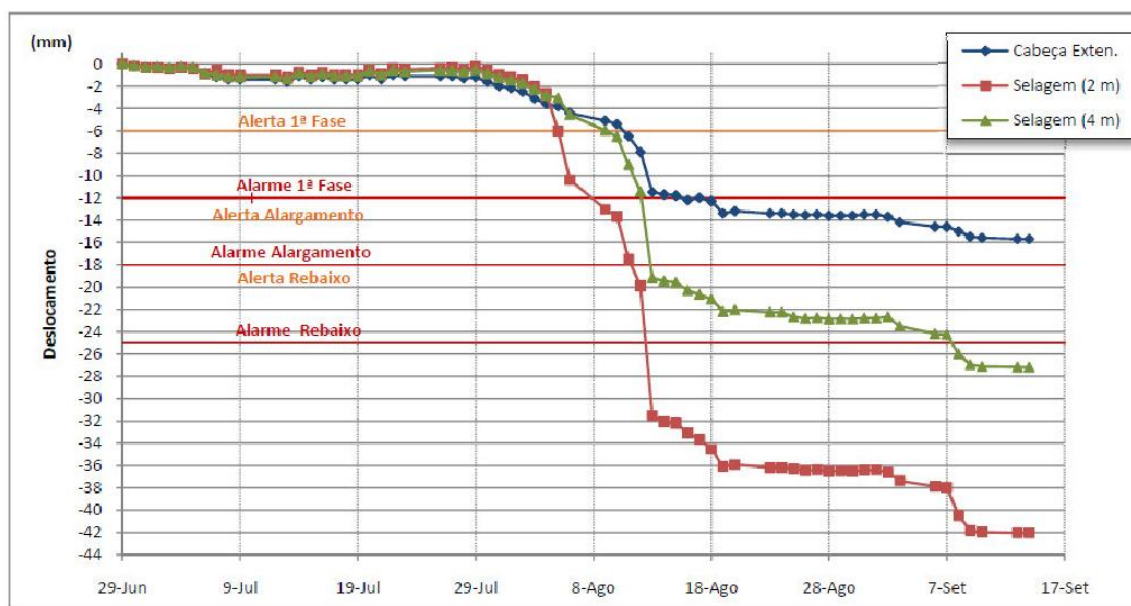


Figura 68 – Evolução dos deslocamentos verificados no extensômetro E8 da secção PN4

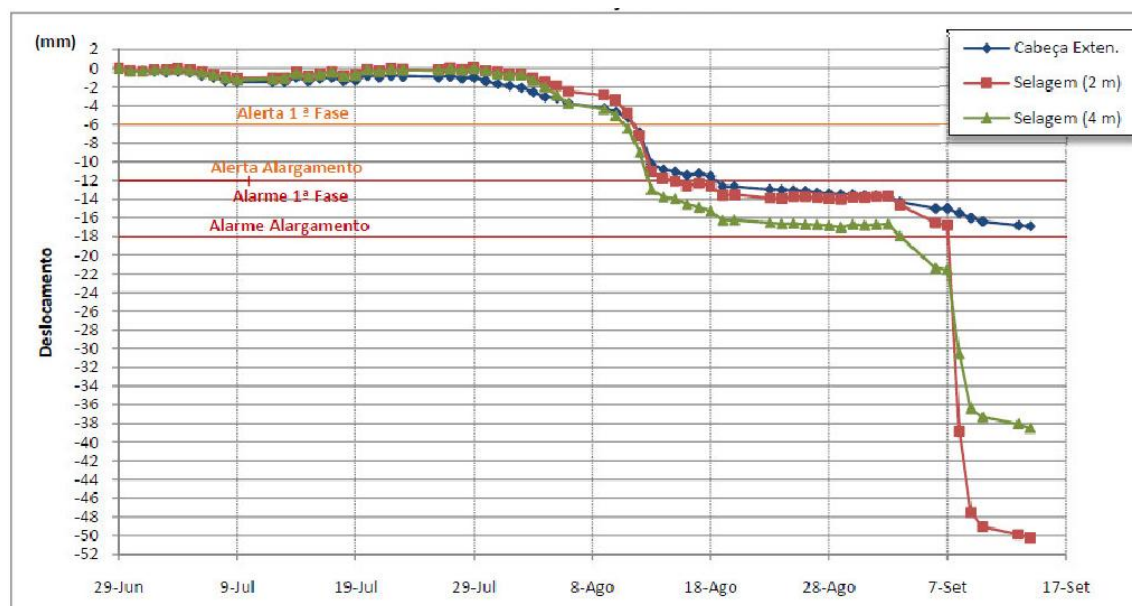


Figura 69 – Evolução dos deslocamentos no extensómetro E9 da secção PN4

Procedeu-se ainda à monitorização constante dos trabalhos executados através da colocação de secções de convergência intermédias.

3.6.1.4 Comentários

Uma causa possível para este incidente terá sido a existência de águas cativas, não sendo a sua existência de prever, uma vez que a frente de escavação se aproximava de uma zona onde previamente se identificou um mina de água, tendo-se procedido ao bombeamento da água lá existente, para reduzir a carga hidráulica no maciço. A realização das pegas de fogo terá também instabilizado o maciço originando a rotura pelas diáclases mais acentuadas.

A realização de furos exploratórios, com vista à detecção e drenagem de bolsas de água cativas no interior do maciço, bem como ao despiste de eventuais zonas de pior qualidade, em conjunto com a informação resultante da instrumentação, permitiu recolher a informação acerca da qualidade e comportamento do terreno e, adequar as soluções técnicas de tratamento às reais condições do terreno.

3.6.2 Frente Poente Sul

3.6.2.1 Caracterização

O incidente geotécnico da galeria Sul ocorreu na madrugada do dia 9 de Dezembro de 2010, ao Pk 0+660. A queda de material foi precedida por um ruído intenso, em dois episódios. No seguimento do primeiro episódio foi feita uma inspecção ao suporte primário, não se verificando fissuração do betão projectado. Na sequência do segundo episódio a frente de trabalho foi

evacuada, tendo-se posteriormente dado a queda de material (figura 71). Na figura 70 representa-se a orientação das descontinuidade na frente de escavação.

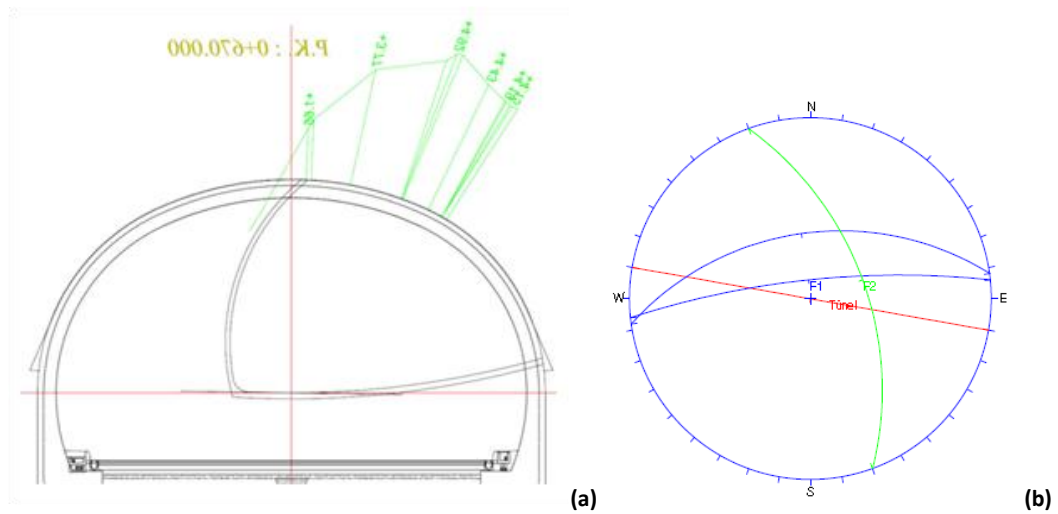


Figura 70 - (a) Corte ao Pk 0+670 (em espelho), (b) orientação das descontinuidades na frente de escavação (DLOE, 2010)



Figura 71 – Aspecto geral da frente Poente ao Pk 0+670 Sul após a queda de material

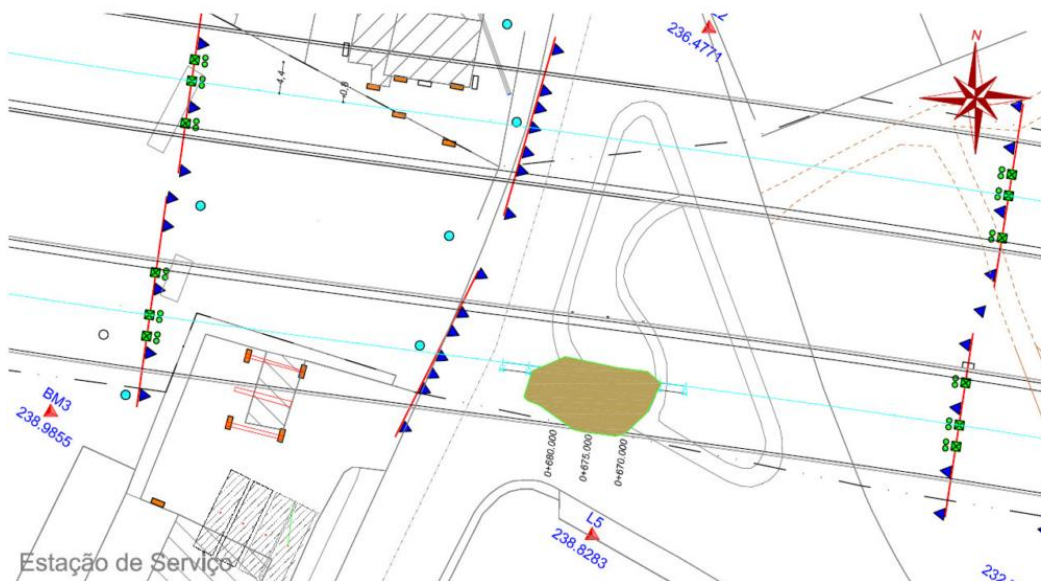


Figura 72 – Implantação (projecção) da queda de material à superfície

Do ponto de vista geométrico a queda de material deu-se acima da abóbada e essencialmente para o lado Sul, correspondente ao hasteal definitivo, com alturas máximas radiais acima da abóbada da ordem dos 5 m. Assinala-se, sensivelmente ao eixo junto à frente, uma figura cilíndrica que materializa o início da eventual formação de uma chaminé com cerca de 1,5m. O recobrimento acima da secção teórica da abóbada é de cerca de 23 m. A queda de material ocorreu numa extensão de cerca de 10m destruindo o suporte primário já aplicado.

Como medida de prevenção, dada a projecção à superfície da zona afectada (figura 72) e o incremento de tráfego agora suportado pela Rua Central do Olival, na sequência do desvio da estrada N222, efectuou-se, um desvio de tráfego com estreitamento das vias à passagem junto à ruína, de modo a que os dois sentidos se realizem totalmente fora da vertical da mesma, já sobre zona de melhor qualidade à profundidade do túnel. Realizou-se ainda o corte do ramo da ilha triangular em frente à escola, entre a Rua do Estudante e a Rua Central do Olival (figura 73).



Figura 73 – Desvio de trânsito Rua do Estudante (a) e Rua Central do Olival (b)

3.6.2.2 Tratamento

Tal como no incidente na galeria Norte, o Projectista foi informado da ocorrência e todas as decisões tomadas foram estudadas e discutidas em conjunto com a equipa técnica da obra. O tratamento deste incidente foi de igual modo realizado em 3 etapas (quadro 53) e com objectivos semelhantes:

- A primeira etapa teve por objectivo parar o fenómeno de auto escavação, diminuir o volume perdido e melhorar a forma do conjunto;
- A segunda etapa consistiu em restabelecer o efeito de arco por reconstituição da geometria da secção;
- A terceira etapa consistiu na realização de pré-suporte.

Quadro 53 - Resumo do tratamento realizado no incidente geotécnico da galeria Poente Sul

Etapas de tratamento	Trabalhos desenvolvidos
Etapa 1 - parar o fenómeno de auto escavação, diminuir o volume perdido e melhorar a forma do conjunto	Aplicação de BPRFM.
Etapa 2 - restabelecer o efeito de arco por reconstituição da geometria da secção	Execução de enfilagens com um afastamento angular longitudinal à radial da secção de 45°, 6m de comprimento mínimo, afastamento radial de 0,40m, em varão de aço ϕ 32mm e enfilagens auto-perfurantes do tipo DSI R32N; Recolocação de cambotas treliçadas afastadas a 0,75m (figura 74,a); Projecção de BPRFM em espessuras não superiores a 1m; Enchimento com betão leve, com as características do já utilizado, em camadas com 1 a 2m de espessura; Execução de enfilagens com 9m com um afastamento angular longitudinal à radial da secção de 45°, 6m de comprimento mínimo, afastamento radial de 0,40m, em varão de aço ϕ 32mm, empalmadas nas treliças.
Etapa 3 – realização de pré-suporte	Execução de enfilagens sub-horizontais de 12m na abóbada afastadas com afastamento de 0,4m (figura 74,b).

Previamente à recolocação de cambotas, foi executado um primeiro chapéu de enfilagens, sensivelmente ao pk 0+685 imediatamente atrás do último conjunto treliça-cambota provisória integral não derrubados, destacando-se o facto o hasteal provisório, apesar de ter as suas cambotas provisórias danificadas na parte superior, aparentou ter mantido a sua integridade global. A sobre escavação assumiu formas arredondadas, das quais se procurou tirar o máximo partido, evitando qualquer escavação que não seja a estritamente indispensável à recolocação de cambotas.

O escombro existente, contribuiu de forma passiva para a estabilidade da frente pelo que foi mantido, como se se tratasse de um núcleo frontal. As escavações realizadas à medida dos avanços das cambotas, foram de imediato suportadas com betão projectado.



Figura 74 – (a) Recolocação de cambotas e (b) execução de enfilagens na frente de escavação

Após colocação das cambotas, criaram-se condições para o enchimento faseado com betão leve (recorrendo à composição já anteriormente utilizada, com densidade de 12kN/m^3 e resistência à compressão de 5MPa), aplicado faseadamente em camadas de 1 a 2 m de espessura. A partir deste ponto executaram-se chapéus de enfilagens até à frente de escavação

3.6.2.3 Observação

Nas marcas de superfície das fiadas (figuras 75 e 76) de instrumentação mais próximas da frente da zona afectada, não foram detectados deslocamentos que evidenciem ou fizessem prever a queda de material. Nas secções instrumentadas com extensómetros, mais afastadas da zona afectada, os deslocamentos máximos registados foram de 13 mm, na frente Nascente ao pk 0+625 e de 12 mm na frente Poente ao pk 0+740, em ambos os casos nos extensómetros posicionados sensivelmente ao eixo da fase 1.

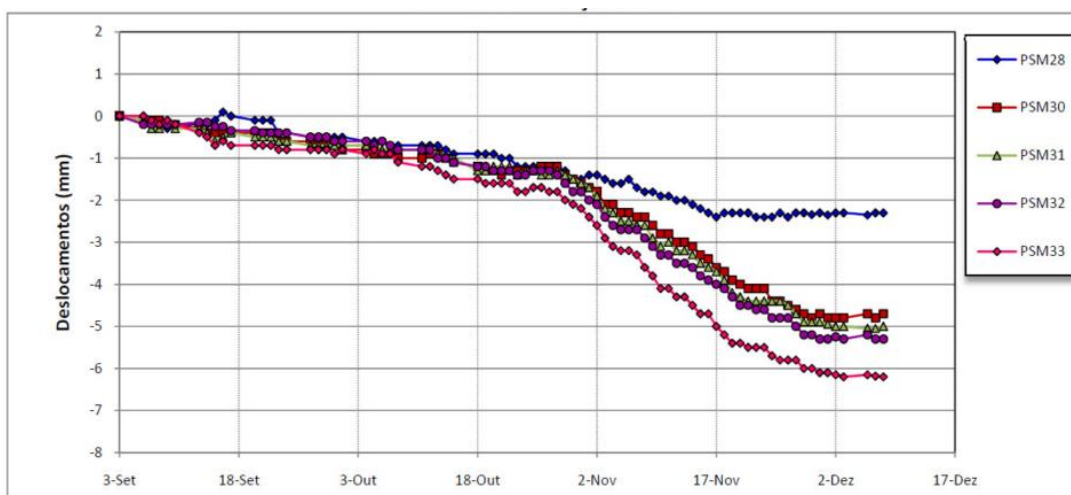


Figura 75 – Marcas de superfície da secção CS1 ao Pk 0+700

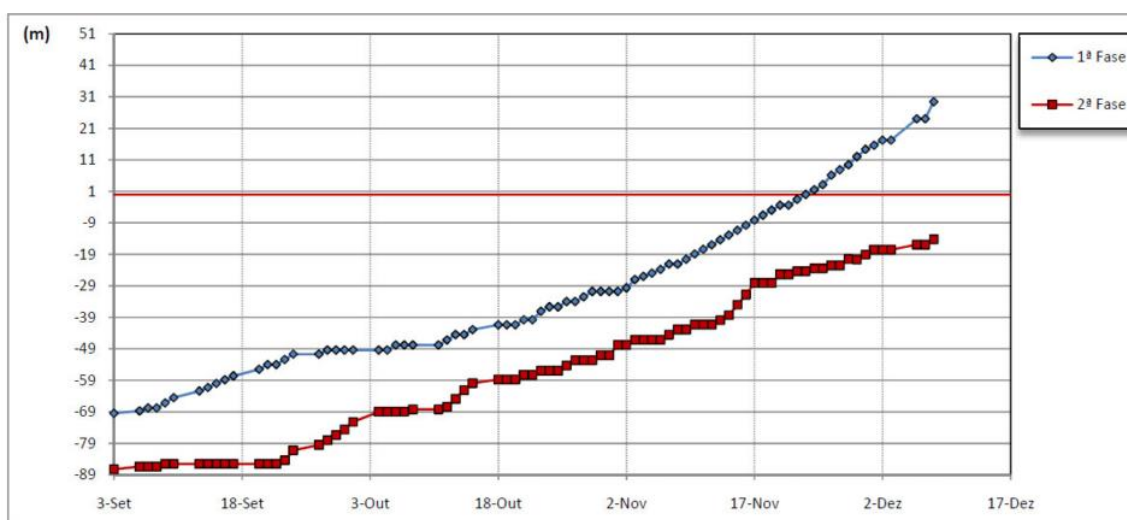


Figura 76 – Distância das fases de escavação em relação à secção CS1

Na instrumentação colocada no interior, a secção de medição de convergências mais próxima, posicionada ao Pk 0+701 (figuras 77, 78 e 79), registou deslocamentos pouco significativos, quer ao nível das convergências quer ao nível do nivelamento das marcas de convergência.

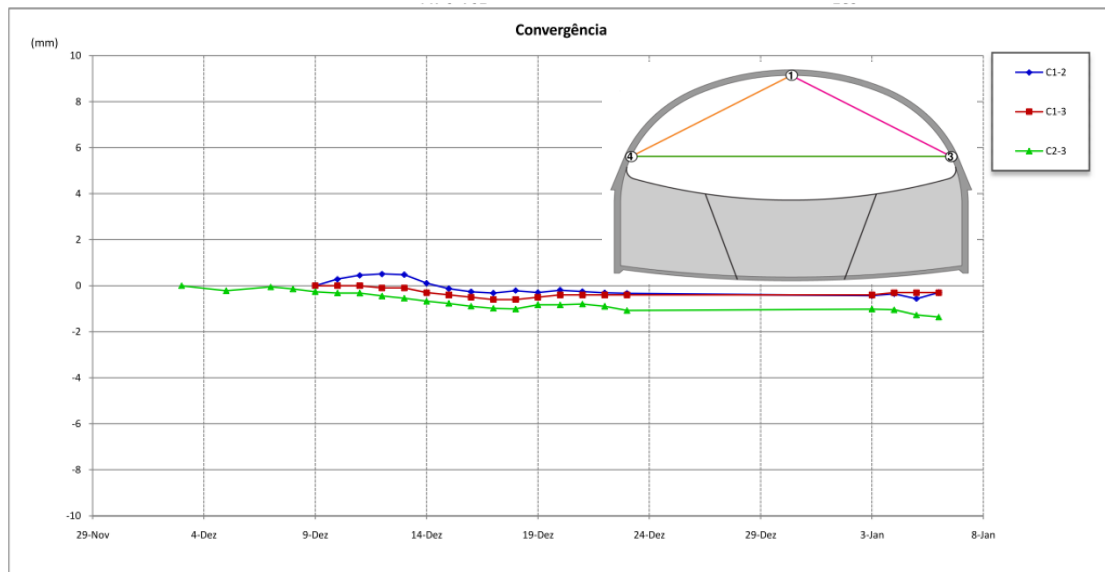


Figura 77 – Deslocamentos na secção de convergências ao Pk 0+701

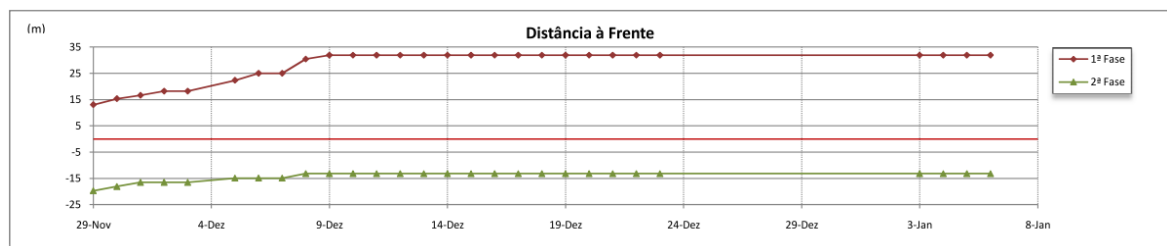


Figura 78 – Distância da secção de convergências ao Pk 0+701 à frente de escavação

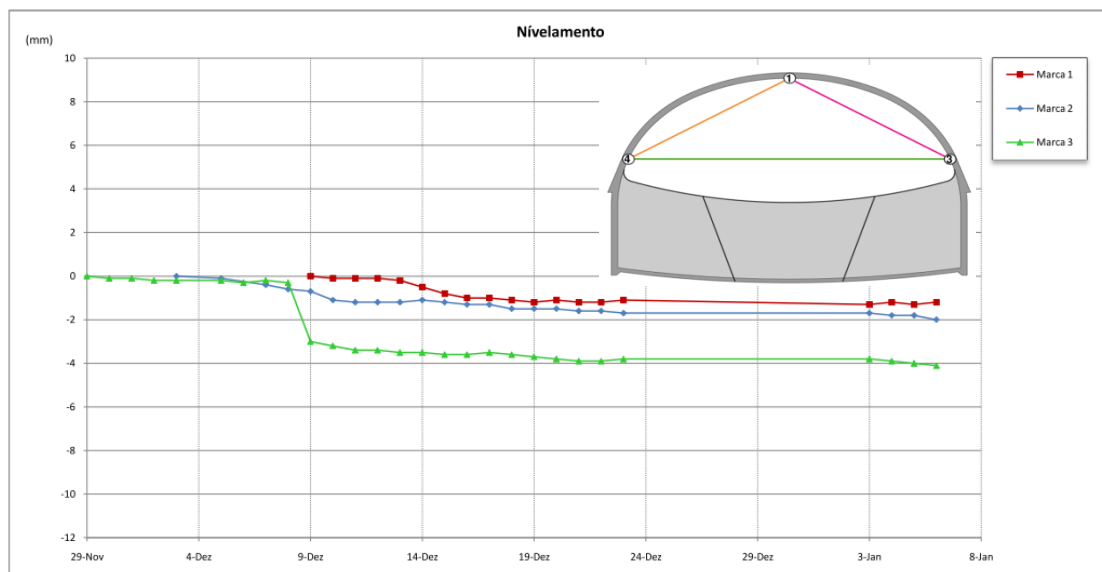


Figura 79 – Deslocamentos nas marcas de convergência ao Pk 0+701

Para controlo dos deslocamentos à superfície colocaram-se marcas no lancil (figura 80, 81 e 82) e no interior da ilha entre a Rua do Estudante, Rua Central do Olival e Rua da Escola Preparatória, na projecção à superfície da queda de material, no entanto não se verificaram deslocamentos significativos:



Figura 80 – Marcas de superfície na projecção à superfície da queda de material

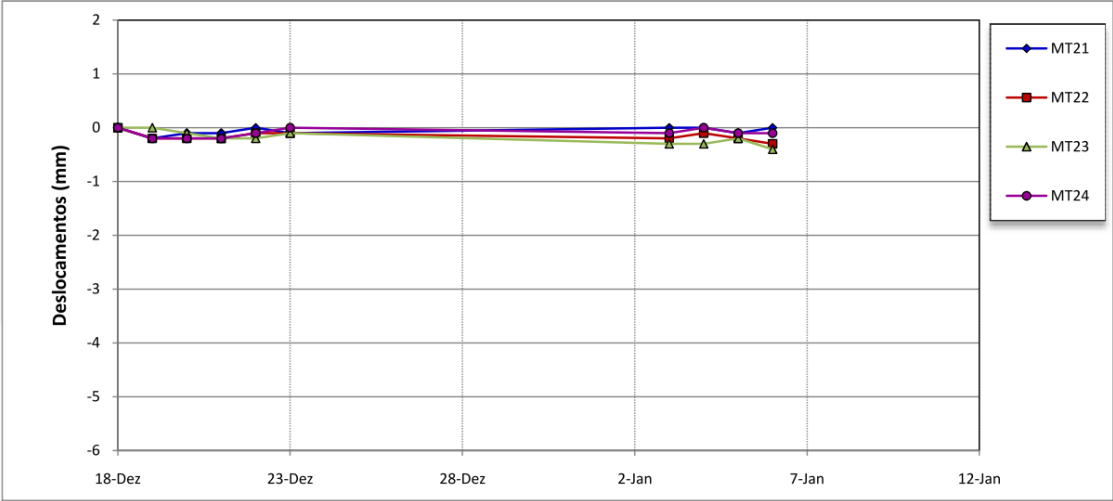


Figura 81 – Deslocamentos nas marcas de superfície MT21 a MT24

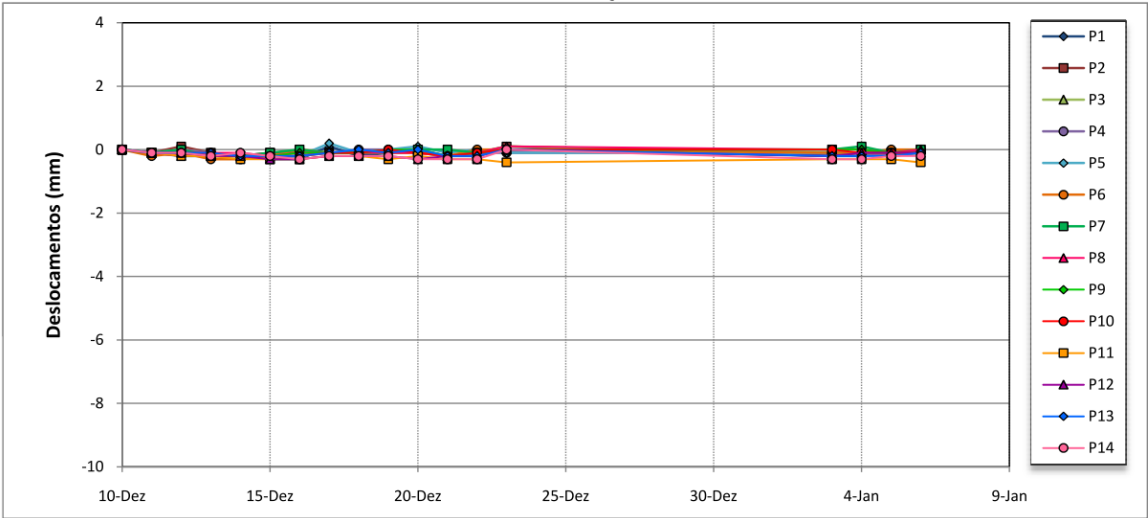


Figura 82 – Deslocamentos nas marcas de superfície P1 a 14

No que respeita à piezometria, registou-se uma ligeira subida do nível de água em todos os piezómetros, associada à época de maior pluviosidade. Faz-se excepção para o piezómetro instalado junto à estação de serviço, com uma subida de 9m, devida à paragem/redução de utilização de uma bomba em furo próximo. Esta subida não esteve directamente relacionada com a queda de material, uma vez que se trata de uma zona relativamente afastada (cerca de 70 m) e que a permeabilidade do meio é baixa, ocorrendo percolação, essencialmente por circulação em fracturas.

3.6.2.4 Comentários

Pela forma arredondada gerada na geocavidade na sequência da queda de material, é de admitir que a rotura se tenha dado pelo maciço, não tendo sido estruturalmente controlada, pelo menos na sua totalidade, pelas discontinuidades presentes, levando assim a concluir acerca da fraca qualidade relativa dos terrenos acima da abóbada envolvidos neste incidente de obra. Do ponto de vista geológico a unidade Xistos de Fânzeres, caracteriza-se nesta zona pela presença abundante de quartzo de ocorrência filoneana e muito ferruginizado, indiciando a presença de água, principalmente na zona de contacto entre o maciço rochoso de melhor qualidade e a zona afectada, sensivelmente ao pk 0+685. Aquando da queda de material verificou-se a escorrência de água na frente e em toda a área afectada. Tendo em conta os levantamentos realizados na zona envolvente de aproximação, ao nível dos hasteais, o material apresentava qualidade razoável com valores de RMR da ordem dos 35 a 40.

Será ainda importante referir que nas duas semanas que antecederam o incidente se registaram chuvas intensas, tendo sido executados geodrenos ao nível da abóbada e da frente de escavação, sem no entanto se verificar uma drenagem significativa do terreno, o que leva a concluir que no horizonte superior existia uma saturação em água do terreno.

3.7 Observação da obra

A observação da obra teve como objectivo avaliar com precisão o modo de deformação do maciço e consequentemente validar o suporte primário preconizado em projecto, que prevê que durante a execução da obra se faça o controlo dos assentamentos superficiais e profundos e o controlo dos deslocamentos no interior das galerias. O controlo dos assentamento superficiais e profundos e das vibrações foi efectuado através de:

- Alvos topográficos de superfície;
- Marcas topográficas de superfície;
- Extensómetros de barras multiponto;
- Inclínómetros;

- Piezômetros;
- Sismógrafos;
- Convergências.

O esquema de observação encontra-se distribuído em fiadas de instrumentação, essencialmente nos emboquilhamentos. A secção tipo base destas fiadas contempla marcas de superfície de nivelamento precisa a 6 e 12 m do eixo, extensómetro multiponto ao eixo e a 3 m e 6 m deste, um inclinómetro a 2 m do hasteal e ainda um piezómetro. As secções de medição distribuem-se perpendicularmente ao alinhamento do túnel, conforme se apresenta na figura 83:



Figura 83 – Planta geral de instrumentação (adaptado Coba, 2009)

A partir desta base foi feita a adaptação a cada secção em concreto, tendo em especial atenção o recobrimento, a geologia, as condições particulares de cada fiada e ainda a ocupação à superfície. A figura 84 representa uma secção transversal tipo de instrumentação.

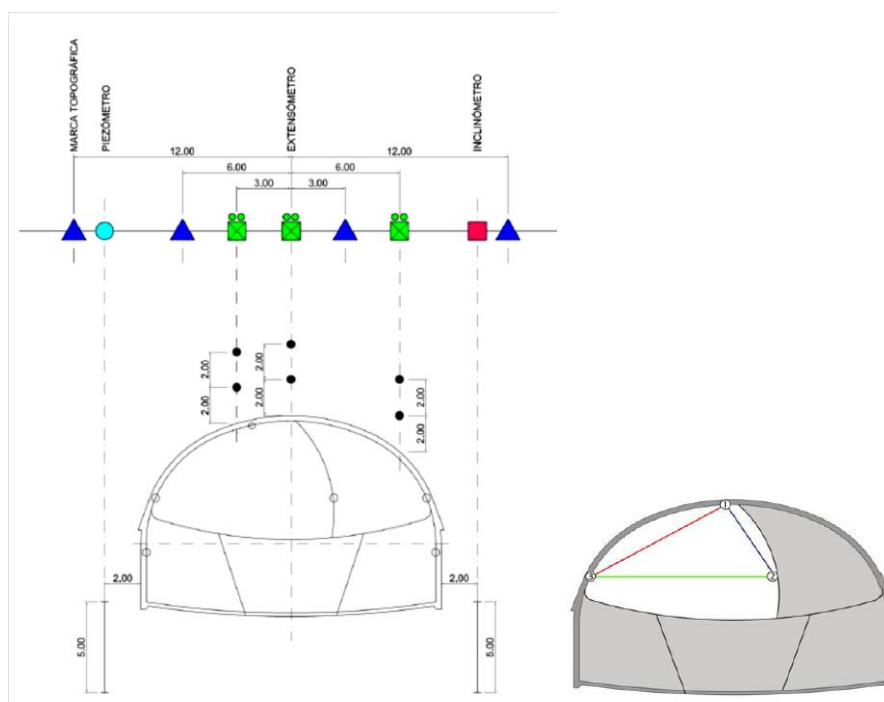


Figura 84 – Secção tipo de instrumentação e secção de convergências da 1.ª fase de escavação (Coba, 2009)

O controlo de deslocamentos no interior das galerias é realizado através da medição das secções de convergências, espaçadas de acordo com o zonamento geotécnico de projecto, sendo colocadas três marcas por secção, aquando da escavação da 1ª fase da calote e duas marcas suplementares por secção no seu alargamento, no rebaixo são posicionadas duas marcas, perfazendo no total sete marcas por secção de medição.

O espaçamento preconizado em projecto para as secções de convergências foi realizado em função do zonamento geotécnico, tal como se apresenta no quadro 54:

Quadro 54 – Espaçamento das secções de convergência (Coba, 2009)

Zona	Espaçamento (m)
Emboquilhamentos	5
ZG3	10
ZG2	15
ZG1	25

O espaçamento das secções foi pontualmente alargado, função dos resultados obtidos, nomeadamente após histórico de estabilização completa de secções anteriores na mesma zona geotécnica. No quadro 55 apresenta-se o plano de frequência de medição dos instrumentos.

Quadro 55 – Plano de frequência de medição (Coba, 2009)

Instrumento	Distância da última secção de medida (distância relativa à frente de escavação)		
	< 20 m	20 - 50 m	> 50 m
Marcas topográficas	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Extensómetro	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Inclinómetro	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Piezómetro	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
	Após elevadas precipitações (> 25 mm/dia) e/ou afluências súbitas de água ao túnel		
Sismógrafo	A cada pega de fogo		
Inspecção visual de taludes	Semanal ou após elevadas precipitações (> 25 mm/dia)		
Inspecção de betão projectado	Bi-diária	Bi-semanal	Semanalmente
Medição de convergências	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Alvos topográficos	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente

De salientar que a observação dos taludes de escavação dos emboquilhamentos não estão no âmbito do presente documento.

No quadro 56 apresentam-se os níveis de deslocamentos previstos em projecto, função do modelo geotécnico assumido e da envolvente urbana de inserção da obra.

Quadro 56 - Deslocamento verticais acumulados (mm) ao nível da abóbada (Coba, 2009)

Zona geotécnica	1ªFase		Alargamento (2ªFase)		Rebaixo	
	Deslocamento verticais acumulados ao nível da abóbada (mm)					
	Alerta	Alarme	Alerta	Alarme	Alerta	Alarme
ZG1	2	4	3	5	4	6
ZG2	3	6	7,5	15	10	20
ZG3	5	10	15	25	30	40
Emboquilhamentos	6	12	12	18	18	25

3.7.1 Monitorização de deslocamentos no corpo edificado

Durante os trabalhos de escavação e revestimento final, actividades que decorreram entre Maio de 2010 e Março de 2011, foram observados as seguintes corpos edificados:

- Fanfarra Recreativa e Cultural do Olival;
- Casa da Mina;
- Casa do Fumeiro;
- Casa do Muro;
- Escola EB2-3 do Olival;
- Zona de lavagem da estação de serviço.

No quadro 57 apresentam-se os valores dos deslocamentos acumulados longitudinais, transversais e assentamentos, (x,y,z), relativamente ao muro da Casa da Mina, onde se registaram os valores mais significativos:

Quadro 57 – Deslocamentos acumulados no muro da Casa da Mina

Deslocamentos acumulados (mm)			
Alvo	X	Y	Z
AC1	-2,50	1,40	-17,40
AC2	-1,80	-0,70	-17,00
AC3	0,10	-0,30	-18,10
AC4	-0,90	-1,10	-18,10
AC5	-2,10	-3,90	-23,05

A figura 85 apresenta os deslocamentos acumulados para o alvo AC5 em (x,y,z):

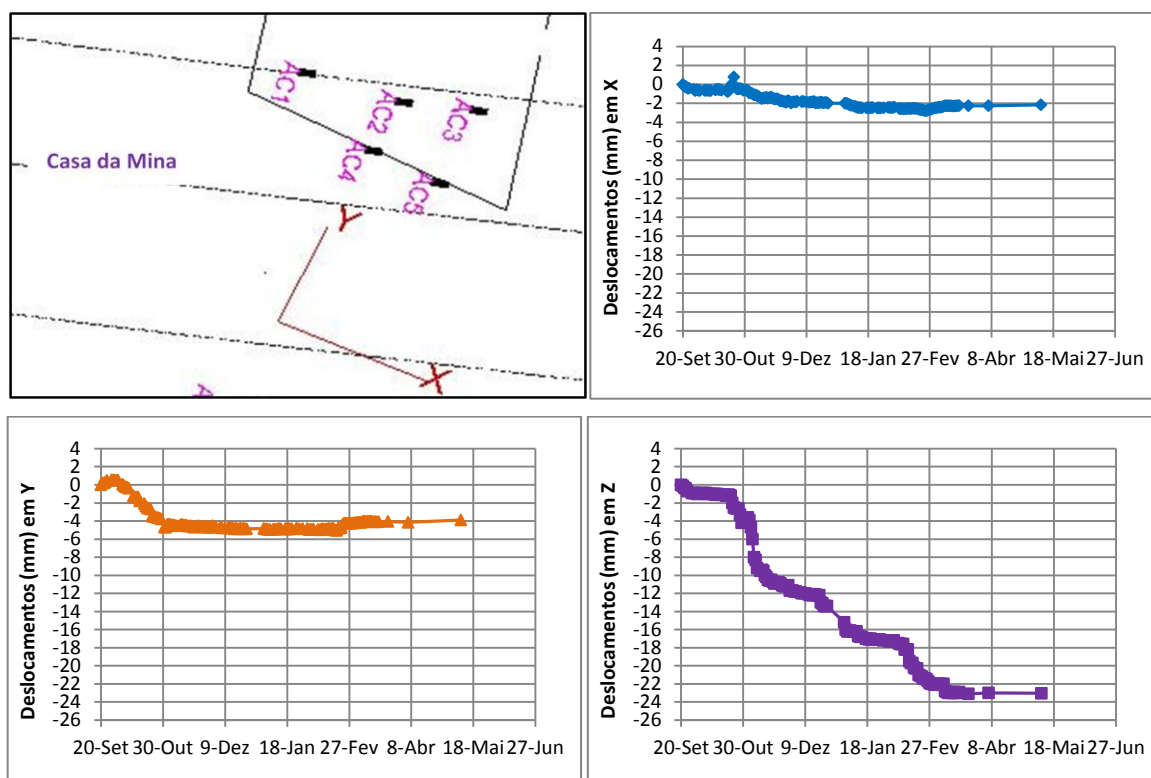


Figura 85 – Deslocamentos acumulados no alvo AC5 na Casa da Mina

Analisando os valores dos deslocamento acumulados obtidos no corpo do edificado é possível constatar que:

- A maior proximidade do corpo edificado às galerias implica maiores assentamentos;
- Todos os corpos edificados não apresentam deslocamentos significativos;
- Os deslocamentos inferiores a 2mm poderão ser considerados erros de leitura;
- Os assentamentos mais relevantes verificaram-se nos alvos instalados da Casa da Mina, posicionado sobre a galeria Norte, aproximadamente ao Pk 0+720, atingindo valores de 23mm.

Na origem dos deslocamentos verificados nos alvos instalados na Casa da Mina, estão não só os deslocamentos associados aos trabalhos de escavação como também ao rebaixamento do nível freático por sucessivas bombagens da água do poço e respectivo sistema de minas.

3.7.2 Monitorização dos deslocamentos à superfície

A monitorização dos deslocamentos à superfície foi realizado através de marcas de superfície colocadas em diversas secções de instrumentação. No quadro 58 apresentam-se os valores acumulados das marcas de nivelamento da secção NS2 (secção 2 do nascente Sul), localizada ao Pk 0+570.

Quadro 58 – Deslocamentos acumulados nas marcas de superfície da secção de instrumentação NS2

Marcas	Deslocamentos acumulados (mm)
NM25	-11,70
NM26	-19,30
NM27	-24,2
NM28	-21,00

Na figura 86 representam-se graficamente os deslocamentos acumulados das marcas de nivelamento NM25, NM26, NM27, NM28 e das marcas nas caixas dos extensómetros E4, E5 e E6.

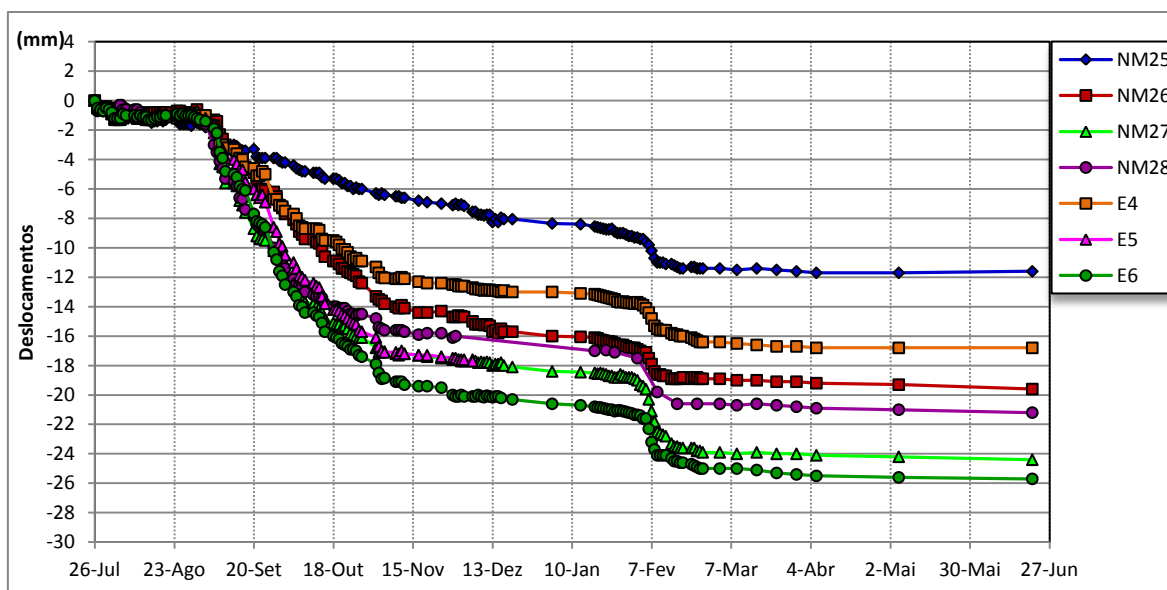


Figura 86 – Deslocamentos acumulados das marcas de nivelamento da secção NS2

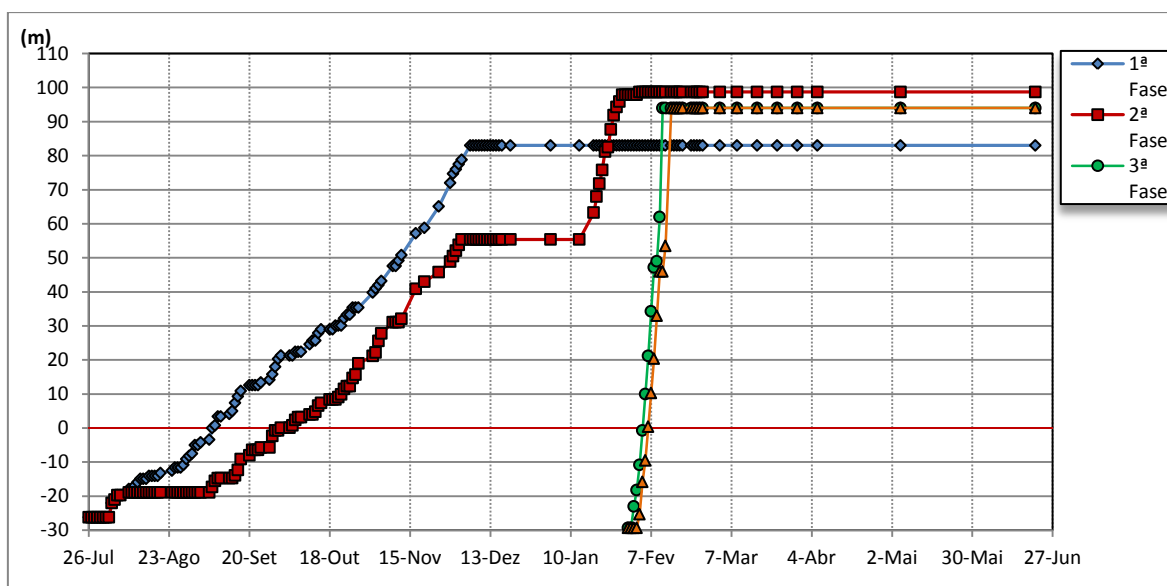


Figura 87 – Distância das fases de escavação em relação à secção NS2

Pela análise da figura 87 é possível verificar a influência da passagem das fases de escavação pela secção de instrumentação, nomeadamente da 1ª e 2ª fase, entre 20 de Agosto e 23 de Setembro

e da 3ª e 4ª fase a 7 de Fevereiro. Com o afastamento das frentes de escavação a o deslocamentos tendem a estabilizar.

3.7.3 Monitorização dos deslocamentos internos

A monitorização dos deslocamentos é profundidade foi realizada através de extensómetros de barras multiponto e inclinómetros. Na figura 88 representa-se graficamente os deslocamentos acumulados no extensómetro E7 da secção de instrumentação PN4 localizada ao Pk 0+780, próximo do Pk 0+770 onde ocorreu o incidente geotécnico na galeria Norte.

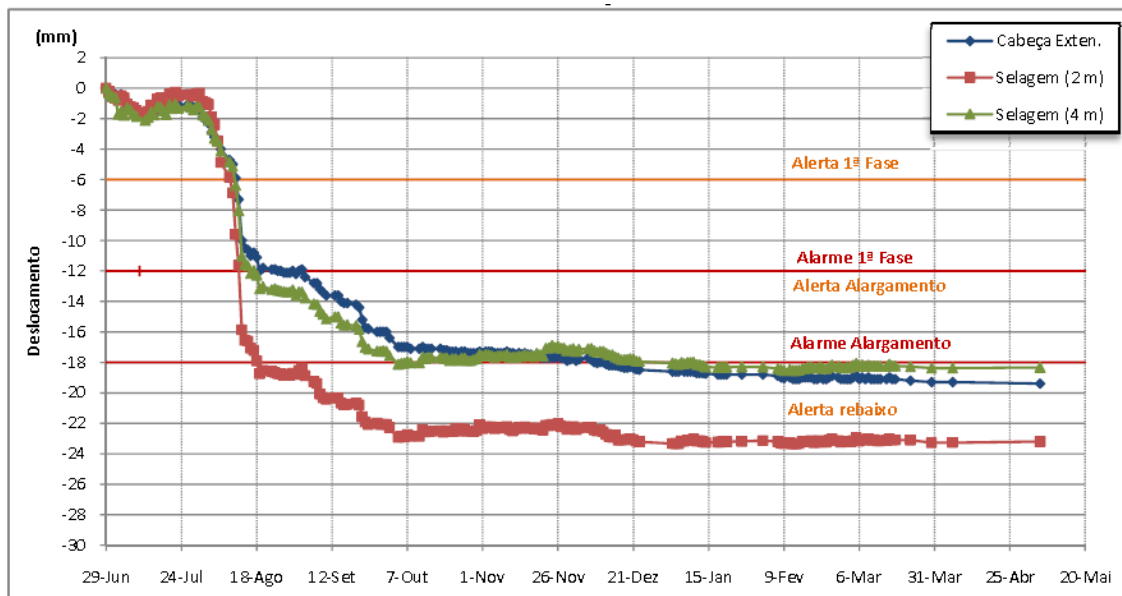


Figura 88 – Deslocamentos acumulados no extensómetro E7 na secção PN4

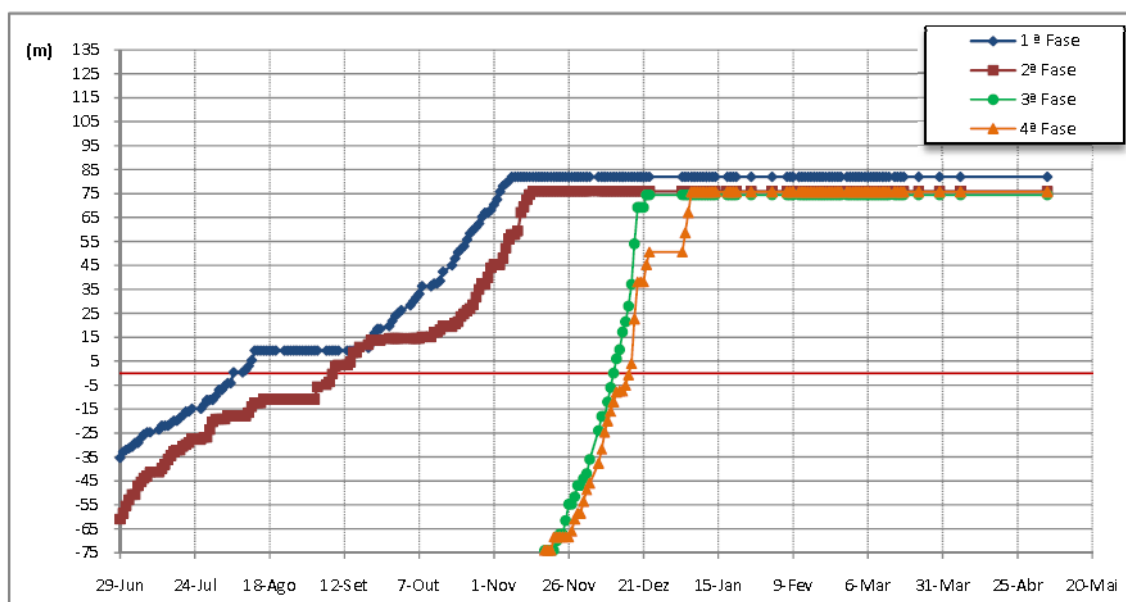


Figura 89 – Distância das fases de escavação em relação à secção NS2

É possível verificar o deslocamento brusco superior a 10mm provocado pelo incidente geotécnico ocorrido na galeria Norte ao Pk 0+770 a 13 de Agosto de 2010. Durante o período em que se efectuou o tratamento desta zona também se verificaram deslocamentos da ordem dos 5mm. A estabilização ocorreu com o distanciamento da frente de escavação. A passagem do rebaixo (figura 89) originou deslocamentos muito pouco significativos. Na figura 90 representam-se graficamente os deslocamentos verificados nas direcções (a) longitudinal e (b) transversal, no inclinómetro I5N, situado na frente nascente próximo da galeria Sul.

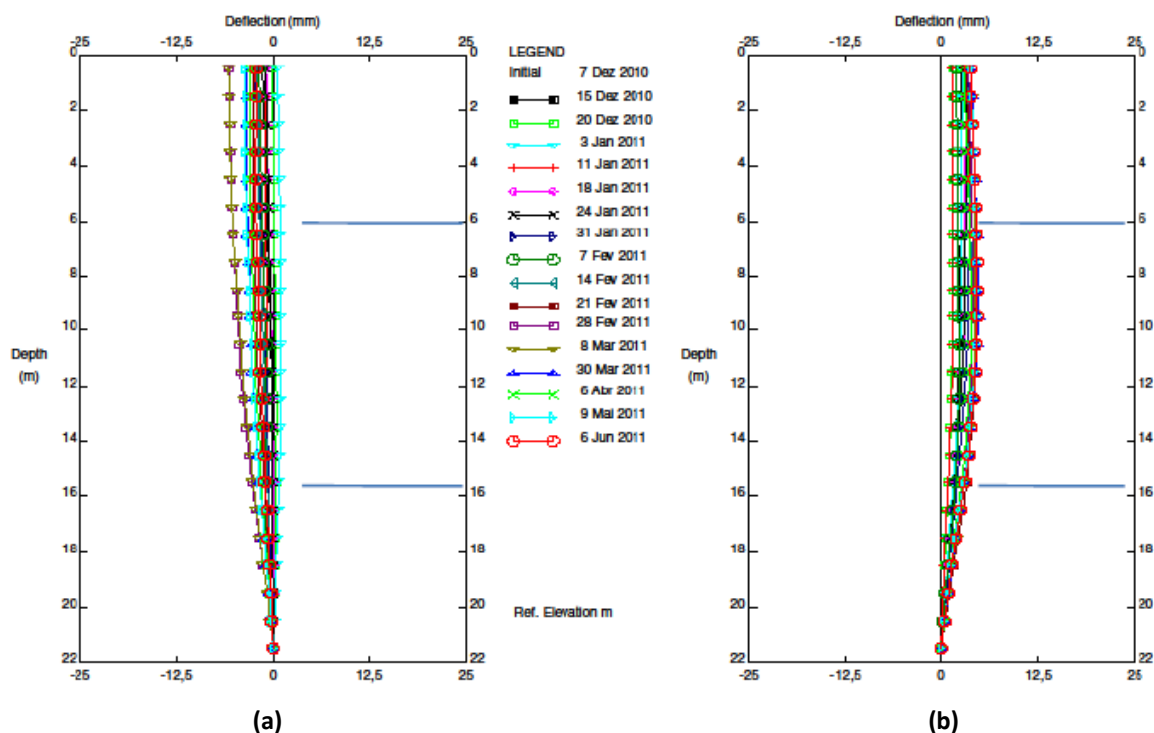


Figura 90 – Deslocamentos acumulados no inclinómetro I5N

Os deslocamentos verificados mostram a influência da passagem da escavação da abóbada, ou seja da 1ª e 2ª fase de escavação. Durante a passagem do rebaixo ocorreram deslocamentos muito pouco significativos.

De referir que os extensómetros e os inclinómetros, dado o seu posicionamento relativamente à escavação são muito susceptíveis de serem danificados durante os trabalhos de escavação e suporte, pois podem ser facilmente atingidos por pregagens de atrito tipo “Swellex” e enfilagens, o que se verificou em obra.

3.7.4 Monitorização piezométrica

A monitorização piezométrica consiste na identificação do posicionamento do nível freático, com recurso a uma sonda que é colocada no interior de um furo de sondagem. Na figura 91

representa-se graficamente a evolução do nível freático verificado no furo piezométrico PPZ2 da secção CN2 ao Pk 0+740, nas imediações da estação de serviço.

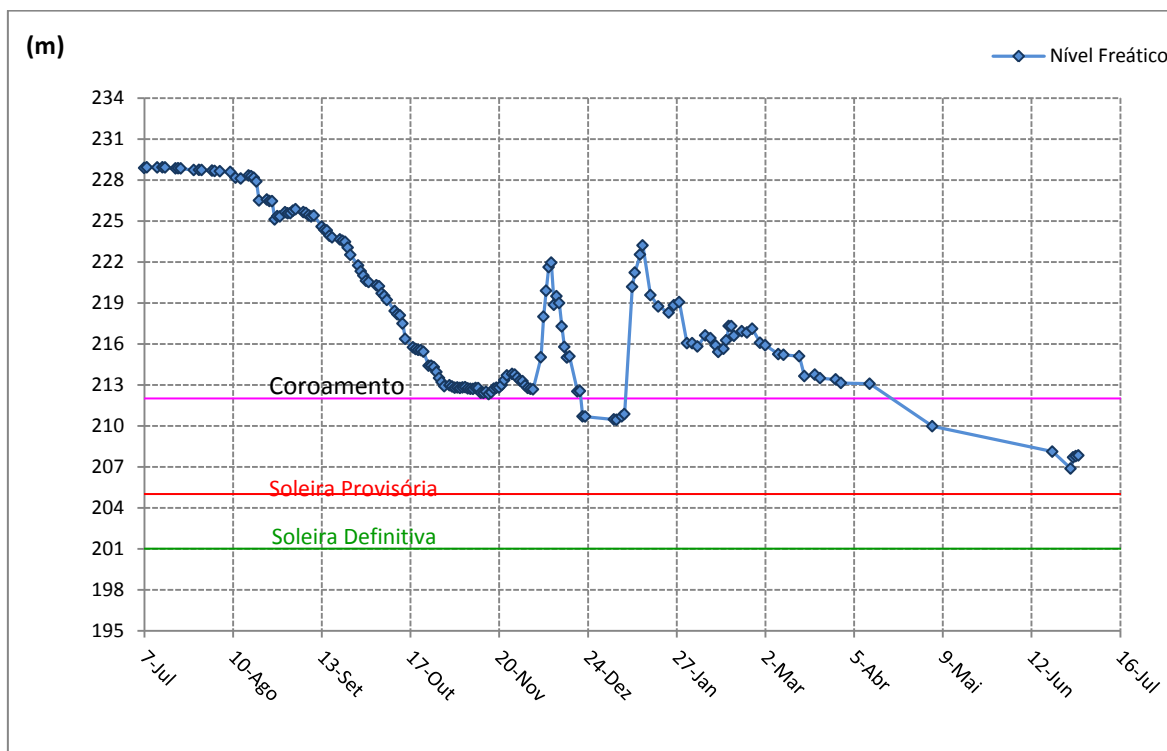


Figura 91 – Evolução do nível piezométrico PPZ2

Pela análise da figura 91 é possível verificar ao longo do tempo o nível piezométrico tem tendência a diminuir sofrendo pequenas oscilações devido à proximidade de um furo de captação explorado pela estação de serviço. Nos primeiros dias de Dezembro verificou-se uma subida do nível freático, consequência das chuvas intensas e prolongadas. Na madrugada do dia 9 ocorre um novo incidente geotécnico, desta vez na galeria Sul, provocando uma descida igualmente repentina do nível piezométrico. Com os trabalhos de tratamento da frente de escavação e a continuidade do rigoroso inverno que se fez sentir, ocorre uma nova subida do nível piezométrico, que gradualmente foi diminuindo até próximo da cota da soleira definitiva.

Na figura 92 representa-se graficamente a evolução do nível freático verificado no furo piezométrico CPZ1, localizado ao Pk 0+700 entre a secção CN1 e CS1.

A execução da obra provocou o rebaixamento do nível freático para uma cota próxima da cota da soleira definitiva do túnel, que por sua vez impediu a captação de água nos poços existentes na proximidade da obra e com cotas de furo superiores à cota da soleira definitiva.

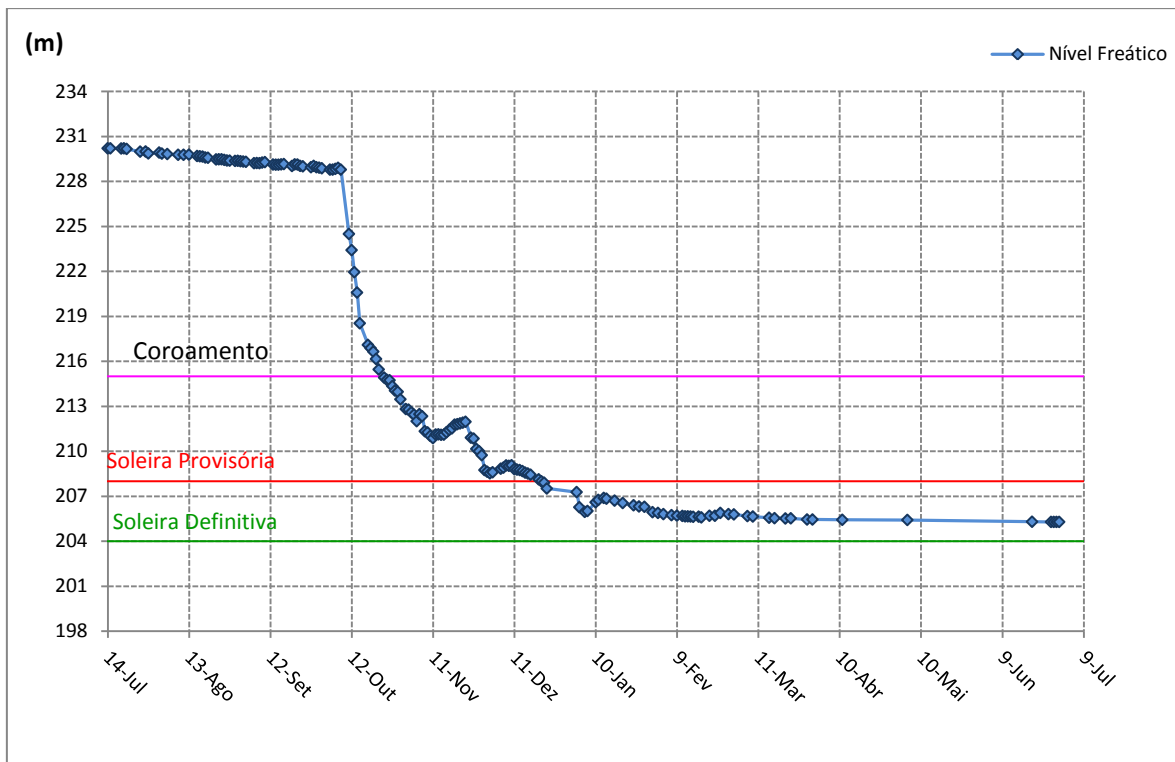


Figura 92 - Evolução do nível piezométrico CPZ1

Pela observação da figura anterior verifica-se uma diminuição gradual do nível da água com o aproximar da frente de escavação, meados de Outubro. Com a passagem da frente de escavação verifica-se uma rápida descida do nível freático, estabilizando numa cota próxima da cota da soleira definitiva do túnel. Na figura 93 apresenta-se um corte com a projecção da soleira da mina (à cota 219,792) na galeria Norte e na figura 94 a projecção em planta da mina sobre a galeria Norte.

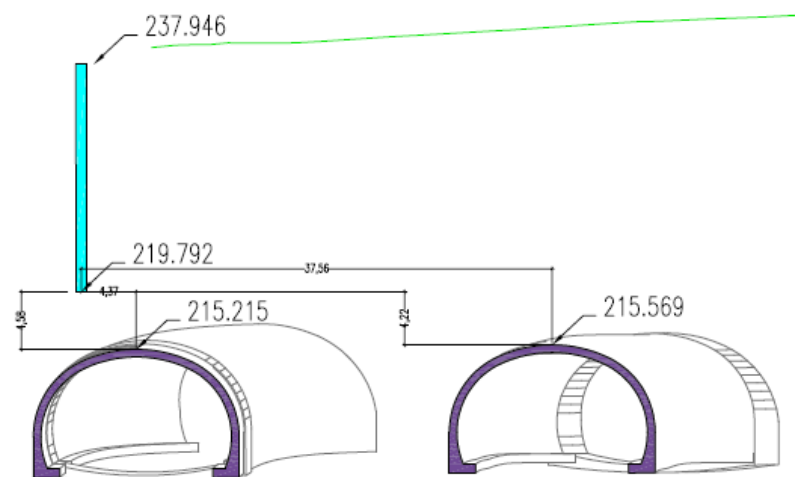


Figura 93 – Projecção da cota de fundo da mina de água na galeria Norte

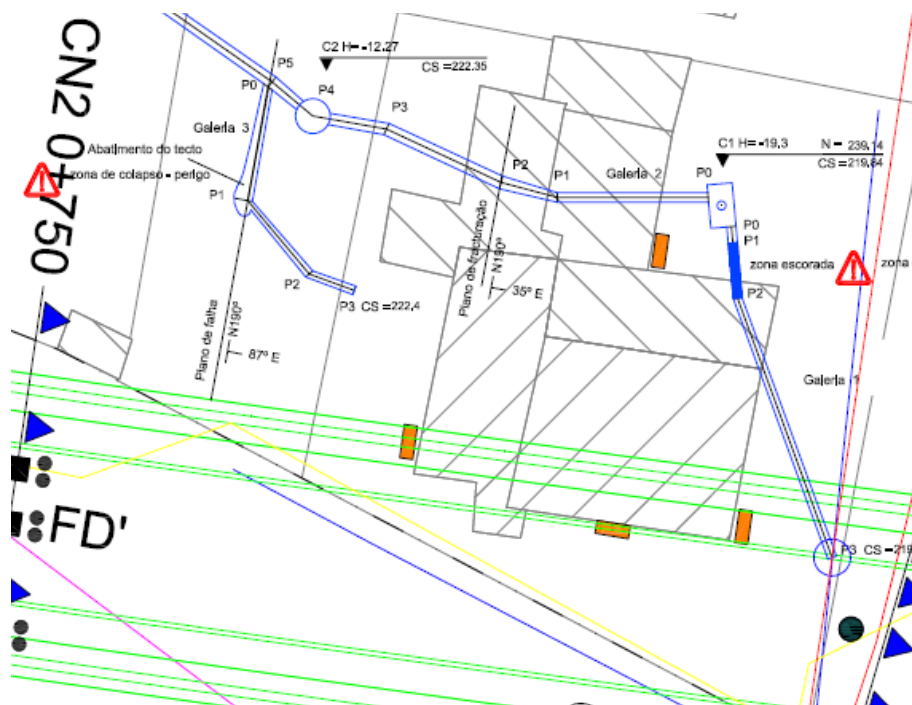


Figura 94 – Projecção da mina de água na galeria Norte

3.7.5 Vibrações

O registo de vibrações foi efectuado aquando das pegas de fogo e consistiu na colocação de quatro equipamentos de registo de vibrações em locais previamente definidos em função da sensibilidade das estruturas e infra-estruturas próximas. No quadro 59 apresenta-se um resumo do registo de vibrações das pegas de fogo realizadas.

Quadro 59 - Resumo do registo de vibrações das pegas de fogo

Pega Nº	Frente	Carga total (Kg)	Sismógrafo Nº	Localização	Velocidade vibração (mm/s)	Distância (m)
1	Poente Norte Pk 0+774	166,3	1	Casa Rampa Poente	69,08	15
			2	Secção PN4, E7 Pk 0+780	58,57	6
			3	Estação de Serviço	3,46	62
			4	Casa da Mina	5,02	65
2	Poente Norte 0+771	126,1	1	Casa Rampa Poente	23,37	14
			2	Secção PN4, E7 Pk 0+780	55,42	9
			3	Estação de Serviço	2,97	60
			4	Casa da Mina	7,02	62
3	Nascente Sul 0+635	28	1	Casa do Fumeiro	2,17	70
			2	Escola - Pavilhão Desp.	1,5	52
			3	Muro de Berlim	2,06	57
			4	Estação de Serviço	1,23	44

3.7.6 Convergências

A medição de convergências (figuras 95, 96 e 97) permite verificar as deformações provocadas no suporte primário pela descompressão do maciço, nomeadamente no betão projectado. No entanto trata-se de deslocamentos relativos entre marcas, ou seja se ambas as marcas da mesma corda sofrerem um deslocamento na mesma direcção e com o mesmo valor a convergência medida não reflecte o deslocamento ocorrido, pelo que é necessário correlacionar o valor da convergência com o deslocamento verificado nas respectivas marcas de convergência (nivelamento).

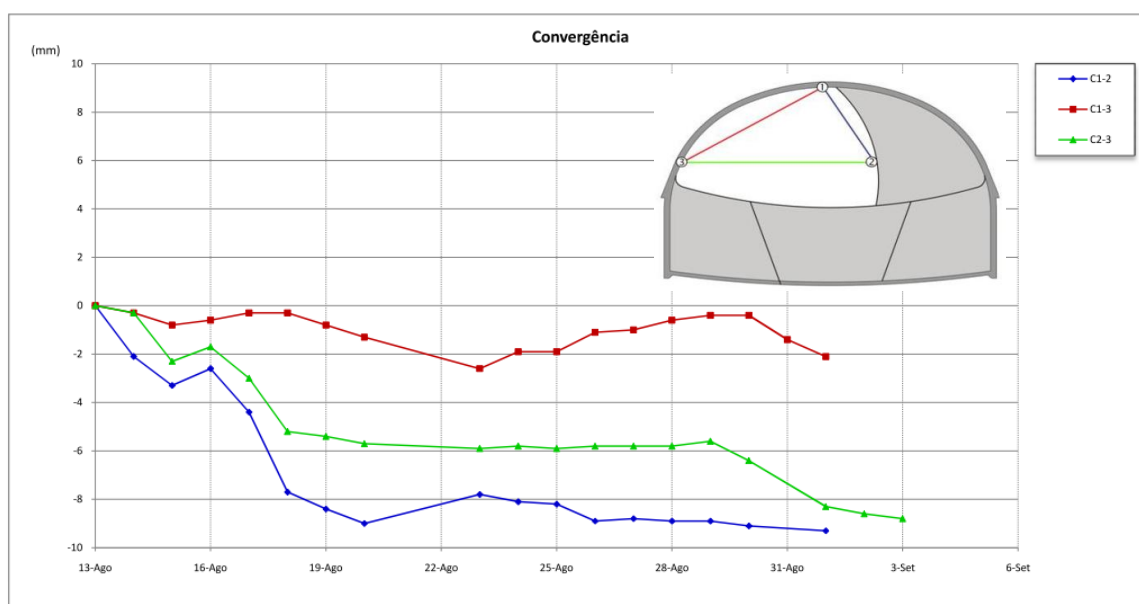


Figura 95 – Evolução dos deslocamentos na secção de convergências ao Pk 0+780

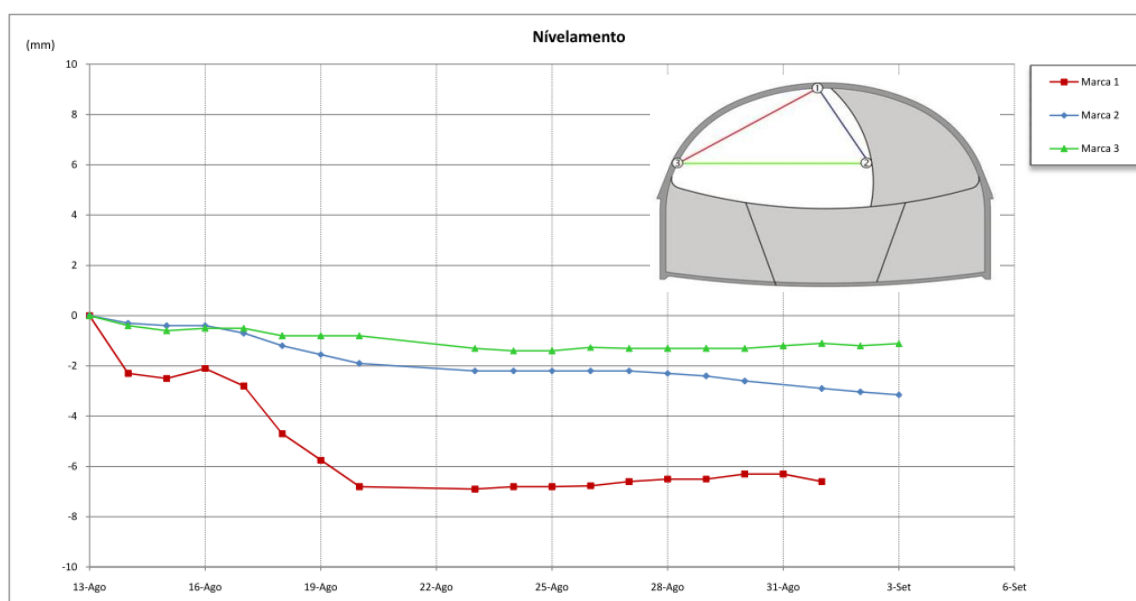


Figura 96 – Evolução das marcas de convergência ao Pk 0+780

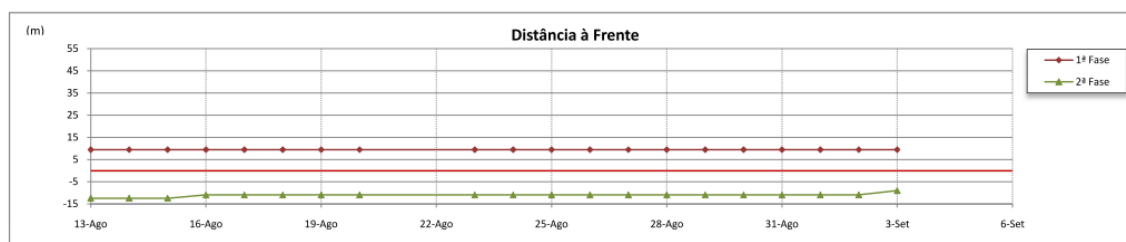


Figura 97 – Distância da frente de escavação à seção de convergência ao Pk 0+780

3.8 Proposta técnica de melhoria de rendimento de escavação

Com base na análise dos rendimentos obtidos nos trabalhos de escavação e do estudo apresentado neste projecto, verifica-se neste ponto a viabilidade técnica e económica do emprego de cabeças roçadoras nos trabalhos de escavação no caso de estudo. Esta verificação será realizada utilizando os critérios de selecção dos equipamentos efectivamente utilizados em obra e já abordados aquando da caracterização das técnicas de escavação implementadas.

A capacidade do equipamento realizar trabalho, o rendimento previsto e o consumo de ferramentas de corte dependem das características do terreno, nomeadamente da resistência à compressão simples e da abrasividade do material escavado.

Os valores da resistência à compressão uniaxial foram obtidos a partir dos ensaios realizados na frente de escavação com recurso a esclerómetro ou como é vulgarmente conhecido “*martelo de Schmitt*” e através de ensaios laboratoriais de carga pontual ou “*Point Load Test*”, realizados no laboratório de solos e rochas do departamento de geotecnia do ISEP. Os valores médios da resistência à compressão uniaxial obtidos no ensaios com o esclerómetro foram (quadro 60):

Quadro 60 – Resistência à compressão uniaxial média obtida com esclerómetro em função do zonamento geotécnico

Zona geotécnica	Resistência à compressão uniaxial (MPa)
ZG1	37,5
ZG2	32,20
ZG2/ZG3	27,25
ZG3	24,50

Os valores da abrasividade do material escavado foram obtidos com base no estudo petrográfico e análise modal de quartzo, realizados em amostras colhidas a partir dos carotes das sondagens mecânicas realizadas na fase de estudo prévio (Coba, 2009). Para se obter a percentagem em quartzo para cada zona geotécnica localizaram-se as sondagens e a partir da sua localização é possível saber o zona geotécnica intersectada.

Quadro 61 – Percentagem em quartzo em função do zonamento geotécnico (Coba, 2009)

Sondagem	Profundidade (m)	Galeria	Pk	Zona geotécnica	Quartzo %
ST3	14	Sul	0+600	ZG3	30,6
ST4	24	Sul	0+640	ZG1	20,0
ST7	22	Sul	0+795	ZG2	30,7
ST7	24-25	Sul	0+795	ZG2	25,7
ST11	13	Norte	0+580	ZG2	32,5
ST15	11	Norte	0+840	ZG2/ZG3	46,5

Utilizando a expressão [17] proposta por Gomes et al (2007), determina-se a potência instalada no equipamento para que ocorra desmonte de rocha na zona geotécnica de melhor qualidade. Assim e de forma a garantir que o equipamento é capaz de realizar trabalho considera-se um valor superior à média dos valores de resistência à compressão obtido nos ensaios de campo e laboratório. O valor considerado para a resistência à compressão uniaxial foi de 50MPa, obtendo de um valor de potência instalada necessária de cerca de 80KW.

Obtida a potência instalada necessária, procura-se no mercado um equipamento com características superiores às necessárias e capaz de ser adaptado no equipamento existente em obra. O fornecedor Sandvik apresenta uma cabeça roçadora modelo MA520 com as características técnicas pretendidas (quadro 62 e figura 98):

Quadro 62 – Características técnicas da cabeça roçadora MA520 (adaptado Sandvik, 2011)

Potência instalada no equipamento	100KW
Peso operativo da escavadora hidráulica	>20ton.
Pressão hidráulica da escavadora	320bar
Circulação de óleo na escavadora hidráulica	188l/min
Força de corte	31,6KN
Velocidade de corte	3,2m/s
Diâmetro da cabeça	700mm

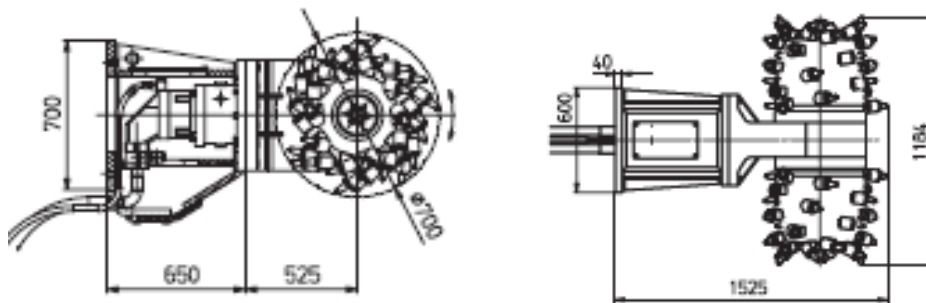


Figura 98 – Dimensões da cabeça roçadora MA520 (adaptado Sandvik, 2011)

Com base nesta informação verifica-se que as características apresentadas por este equipamento são idênticas ao equipamento implementado em obra, no entanto será dada continuidade ao seu dimensionamento e estudo dos rendimentos previsíveis. No quadro 63 verifica-se a compatibilidade com o equipamento em obra no qual a cabeça roçadora será adaptada:

Quadro 63 – Verificação da compatibilidade entre equipamentos

Características técnicas	Cabeça roçadora MA520	Escavadora hidráulica CAT 329LN	Compatibilidade
Potência instalada no equipamento	100KW	140KW	OK
Peso operativo da escavadora hidráulica	>20ton.	28,400ton.	OK
Pressão hidráulica da escavadora	320bar	350bar	OK
Circulação de óleo na escavadora hidráulica	188l/min	255l/min	OK

Utilizando o método de Bilgin et al (1988) da Universidade de Estambul, determina-se o Índice cortabilidade do maciço rochoso (*Rock Mass Cuttability Index - RMCI*) [18] e o rendimento de corte instantâneo (*Instantaneous Cutting Rate - ICR*) [19] a partir da resistência à compressão simples e do RQD. O valor do RQD foi estimado nos levantamentos realizados nas frentes de escavação da obra (quadro 64):

Quadro 64 – RQD estimado em obra

Zona geotécnica	RQD (%)
ZG1	> 50
ZG2	30-50
ZG2/ZG3	20 -30
ZG3	<20

O índice de cortabilidade do maciço rochoso varia em função da zona geotécnica intersectada (quadro 65):

Quadro 65 – Cálculo do índice de cortabilidade do maciço rochoso

Zona geotécnica	Resistência à compressão uniaxial (MPa)	RQD (%)	RMCI (Kg/cm2)
ZG1	37,5	> 50	5,1
ZG2	32,20	30-50	3,8
ZG2/ZG3	27,25	20 -30	2,3
ZG3	24,50	<20	1,8

O rendimento de corte instantâneo varia em função do índice de cortabilidade do maciço rochoso, uma vez que a potência do equipamento é uma constante (quadro 66):

Quadro 66 – Cálculo do rendimento de corte instantâneo

Zona geotécnica	RMCi (Kg/cm ²)	ICR (m ³ /h)
ZG1	5,1	30
ZG2	3,8	31
ZG2/ZG3	2,3	32,2
ZG3	1,8	32,5

Segundo Gomes et al.(2007) o rendimento obtido deverá ser corrigido (quadro 67) atendendo às condições de trabalho existentes e o faseamento construtivo. Utilizando a expressão [23] e considerando que o piso apresenta boas condições de contacto, existe pó na frente de trabalho e que o trabalho é realizado de forma faseada com aplicação sistemática de suporte:

Quadro 67 – Cálculo do rendimento corrigido

Zona geotécnica	Coef. de eficiência	Coef. de tempo para o desmonte	ICR (m ³ /h)	Turnos de trabalho (2xh)	Rendimento (m ³ /dia)
ZG1	0,9	0,2	30	16	73,4
ZG2	0,9	0,2	31	16	75,9
ZG2/ZG3	0,9	0,2	32,2	16	78,8
ZG3	0,9	0,2	32,5	16	79,6

O avanço (quadro 68) tal como o rendimento será calculado em função do zonamento geotécnico intersectado, para a fase 1 e 2 de escavação, uma vez que na escavação do caixão central obtiveram-se rendimentos aceitáveis com o método implementado.

Quadro 68 – Cálculo do avanço diário previsto

Zona geotécnica	Fase de escavação	Secção de escavação (m2)	Rendimento (m3/dia)	Avanço (ml/dia)
ZG1	1	55	73,4	1,3
	2	30	73,4	2,4
	3	40	73,4	1,8
	4	12	74,4	6,2
	5	12	73,4	6,1
ZG2	1	55	75,9	1,4
	2	30	75,9	2,5
	3	40	75,9	1,9
	4	12	76,9	6,4
	5	12	75,9	6,3
ZG2/ZG3	1	55	78,8	1,4
	2	30	78,8	2,6
	3	40	78,8	2,0
	4	12	79,8	6,7
	5	12	78,8	6,6
ZG3	1	55	79,6	1,4
	2	30	79,6	2,7
	3	40	79,6	2,0
	4	12	80,6	6,7
	5	12	79,6	6,6

No quadro 69 compara-se o rendimento previsto para o equipamento dimensionado (Sanvik MA520), com o rendimento obtido em obra por um equipamento com características semelhantes (Voest-Alpine ATH75), durante a escavação da fase 1 na zona geotécnica de piores características:

Quadro 69 – Comparação entre rendimentos obtidos e previstos para a cabeça MA520

Equipamento	Zona geotécnica	Fase de escavação	Rendimento (ml/dia)
Sandvik MA520	ZG3	1	1,40
Voest-Alpine ATH75	ZG3	1	1,33

O ganho de rendimento não é significativo relativamente ao obtido em obra, pelo que importa dimensionar e estudar a utilização de uma cabeça roçadora com potência superior e maior dimensão.

Utilizando o mesmo método de dimensionamento e constatada a real dificuldade do equipamento avançar em terrenos heterogéneos com intercalações de quartzito, será

considerada uma resistência à compressão uniaxial com base nos valores de pico obtidos nos levantamentos realizados em obra. Assim, para uma resistência à compressão de 70MPa a potência necessária será de 130,8KW. O fornecedor Sandvik apresenta uma cabeça roçadora com as características pretendidas (quadro 70):

Quadro 70 – Características técnicas da cabeça roçadora MA620 (adaptado Sandvik, 2011)

Potência instalada no equipamento	150KW
Peso operativo da escavadora hidráulica	>35ton.
Pressão hidráulica da escavadora	320bar
Circulação de óleo na escavadora hidráulica	280l/min
Força de corte	39,3KN
Velocidade de corte	3,0m/s
Diâmetro da cabeça	770mm

No quadro 71 apresenta-se a verificação da compatibilidade com o equipamento em obra no qual a cabeça roçadora será adaptada:

Quadro 71 – Verificação da compatibilidade entre a cabeça roçadora MA520 e a escavadora CAT 329LN

Características técnicas	Cabeça roçadora MA620	Escavadora hidráulica CAT 329LN	Compatibilidade
Potência instalada no equipamento	150KW	140KW	KO
Peso operativo da escavadora hidráulica	>35ton.	28,400ton.	KO
Pressão hidráulica da escavadora	320bar	350bar	OK
Circulação de óleo na escavadora hidráulica	280l/min	255l/min	KO

Pela análise do quadro anterior verifica-se que é necessário recorrer a uma escavadora hidráulica de características superiores, sendo que este equipamento deverá respeitar as restrições de “gabarit” da fase 1 de escavação. A CAT apresenta uma escavadora hidráulica que possui as características pretendidas, assim verifica-se novamente a compatibilidade da cabeça roçadora MA620 da Sandvik e a giratória CAT 336D (quadro 72):

Quadro 72 – Verificação da compatibilidade entre a cabeça roçadora MA520 e a escavadora CAT336D

Características técnicas	Cabeça roçadora MA620	Escavadora hidráulica CAT 336D	Compatibilidade
Potência instalada no equipamento	150KW	200KW	OK
Peso operativo da escavadora hidráulica	>35ton	36,5ton	OK
Pressão hidráulica da escavadora	320bar	350bar	OK
Circulação de óleo na escavadora hidráulica	280l/min	280l/min	OK

A situação mais desfavorável obtém-se considerando o valor de pico da resistência à compressão uniaxial de 70MPa para as três zonas geotécnicas. No quadro 73 determina-se o índice cortabilidade do maciço rochoso (*Rock Mass Cuttability Index - RMCI*). No quadro 74 determina-se o rendimento de corte instantâneo (*Instantaneous Cutting Rate - ICR*):

Quadro 73 - Cálculo do índice de cortabilidade do maciço rochoso

Zona geotécnica	Resistência à compressão uniaxial (MPa)	RQD (%)	RMCI (Kg/cm ²)
ZG1	70	> 50	9,5
ZG2	70	30-50	8,2
ZG2/ZG3	70	20 -30	6,0
ZG3	70	<20	5,2

Quadro 74 – Cálculo do rendimento de corte instantâneo

Zona geotécnica	RMCI (Kg/cm ²)	ICR (m ³ /h)
ZG1	9,5	40,5
ZG2	8,2	41,8
ZG2/ZG3	6,0	44,1
ZG3	5,2	45,0

O rendimento corrigido (quadro 75) considerando que o piso apresenta boas condições de contacto, existe pó na frente de trabalho e que o trabalho é realizado de forma faseada com aplicação sistemática de suporte é:

Quadro 75- Cálculo do rendimento corrigido

Zona geotécnica	Coef. de eficiência	Coef. de tempo para o desmonte	ICR (m ³ /h)	Turnos de trabalho (2x8h)	Rendimento (m ³ /dia)
ZG1	0,9	0,2	40,5	16	99,1
ZG2	0,9	0,2	41,8	16	102,3
ZG2/ZG3	0,9	0,2	44,1	16	108,0
ZG3	0,9	0,2	45,0	16	110,1

Com base no rendimento corrigido faz-se uma previsão do avanço diário (quadro 76):

Quadro 76 – Cálculo do avanço diário previsto

Zona geotécnica	Fase de escavação	Secção de escavação (m2)	Rendimento (m3/dia)	Avanço (ml/dia)
ZG1	1	55	99,1	1,8
	2	30	99,1	3,3
	3	40	99,1	2,5
	4	12	99,1	8,3
	5	12	99,1	8,3
ZG2	1	55	102,3	1,9
	2	30	102,3	3,4
	3	40	102,3	2,6
	4	12	102,3	8,5
	5	12	102,3	8,5
ZG2/ZG3	1	55	108,0	2,0
	2	30	108,0	3,6
	3	40	108,0	2,7
	4	12	108,0	9,0
	5	12	108,0	9,0
ZG3	1	55	110,1	2,0
	2	30	110,1	3,7
	3	40	110,1	2,8
	4	12	110,1	9,2
	5	12	110,1	9,2

No quadro 77 compara-se o rendimento previsto para o equipamento dimensionado com o rendimento obtido em obra, para a mesma fase de escavação e zona geotécnica:

Quadro 77 – Comparação entre rendimentos obtidos e previstos para a cabeça MA620

Equipamento	Zona geotécnica	Fase de escavação	Rendimento (ml/dia)
Sandvik MA620	ZG3	1	2,00
Voest-Alpine ATH75	ZG3	1	1,33

O rendimento previsto é cerca de 50% superior ao rendimento obtido em obra.

Este possível incremento no rendimento de escavação traduzir-se-ia num ganho económico para o ACE construtor, pelo que importa analisar economicamente esta possibilidade e comparar com custo efectivo das técnicas de escavação implementadas.

O consumo de ferramenta de corte pode ser determinado utilizando o quadro 25 proposto por Gomes et al (2007), considerando um rendimento de 7,5 m³/hora, resistência à compressão de 70

MPa e uma percentagem de materiais abrasivos de 46,5%, temos um consumo de 0,4 a 0,43 picas/m³.

3.9 Análise económica

A análise económica realizada no âmbito deste projecto incide exclusivamente sobre os custos relacionados com os trabalhos de escavação e suporte, considerando-se os seguintes elementos:

- Recursos (mão-de-obra e equipamentos);
- Materiais;
- Rendimentos.

Os custos dividem-se em duas categorias distintas, aqueles que são directamente proporcionais à produção (ex: mão-de-obra, equipamentos, materiais), designados por custos directos e os que são fixos e independentes da produção, designados por custos indirectos.

3.9.1 Custos directos

Os custos directos consideram:

- Equipas de trabalho (quadro 78);
- Equipa complementar de trabalho (quadro 79);
- Equipamentos (quadro 80);
- Materiais (quadro 81).

Quadro 78 – Custo com equipas de trabalho

Equipa de trabalho	Custo Médios (€/mês)	Quantidade	Meses	N.º de equipas	Total (€)
Chefe de equipa	4.000	1	11	6	264.000
Manobrador carro de perfuração horizontal (Jumbo)	3.500	1	11	6	231.000
Manobrador robot de projecção	3.000	1	11	6	198.000
Manobrador escavadora hidráulica (Giratória)	3.000	2	11	6	396.000
Manobrador pá carregadora	3.000	1	11	6	198.000
Manobreadores multifunções	2.500	1	11	6	165.000
Marteleiros	2.000	2	11	6	264.000
Serventes	1.500	1	11	6	99.000
					1.815.000

Quadro 79 – Custo com equipa complementar de trabalho

Equipa complementar de trabalho	Custo Médios (€/mês)	Quantidade	Meses	N.º de equipas	Total (€)
Encarregado geral	6.000	1	11	1	66.000
Encarregado de turno	4.500	1	11	2	99.000
Encarregado electromecânico	3.500	1	11	1	38.500
Electricista	3.000	1	11	3	99.000
Mecânico	3.000	1	11	3	99.000
Serralheiro	3.000	1	11	3	99.000
					500.500

Quadro 80 – Custo (directo) com equipamento

Equipamentos	Custo (€/mês)	Quantidade (un)	Meses	Total (€)
Equipamento de perfuração horizontal de 3 braços	50.000	1	6	300.000
Equipamento de perfuração horizontal de 2 braços	40.000	1	10	400.000
Escavadoras hidráulicas com martelo demolidor	18.000	4	10	720.000
Pás Carregadoras	8.000	2	11	176.000
Multifunções	2.000	4	10	80.000
Ventiladores de 90KW	1.300	1	9	11.700
Ventiladores de 75KW	1.200	1	9	10.800
Tractor de rastros	15.000	1	4	60.000
Bombas submersíveis	500	6	11	33.000
Robot de projecção PM 500	10.000	2	11	220.000
Robot de projecção Aliva 407	8.000	1	11	88.000
Bombas injectoras	700	2	11	15.400
Misturadoras	300	2	11	6.600
Bombas para "swellex"	600	2	11	13.200
Paneles de "ANFO"	1.000	2	6	12.000
Iniciador	150	1	6	900
Sismógrafos	600	4	11	26.400
				2.174.000

Quadro 81 – Custo com materiais

Materiais	Un.	Custo (un)	Quantidade	Total (€)
Cambota terliçada em varão	un.	860,00	650	559.000
Cambota HEB120	Kg	220,00	200	44.000
Betão projectado C25/30	m3	64,00	17000	1.088.000
Fibras metálicas	Kg	1,20	714000	856.800
Betão leve	m3	68,00	800	54.400
Pregagens tipo "Swellex" de 240 KN, 4m	un.	24,00	100	9.600
Pregagens tipo "Swellex" de 240 KN, 6m	un.	48,00	250	72.000
Microestaca 12m	un.	60,00	330	237.600
Enfilagem 12m	un.	50,00	2700	1.620.000
Pregagem de fibra de vidro	m	3,75	400	18.000
Pregagens auto perfurantes	m	9,00	73	7.884
Geodreno	m	0,60	100	60
Cordão detonante 12gr.	m	0,25	200	50
Detonadores não eléctricos	un.	2,00	140	280
Detonador eléctrico	un.	1,00	3	3
Explosivo tipo "ANFO"	Kg	0,70	250	175
Explosivo tipo hidrogel	Kg	1,60	75	120
Encabadouro martelo COP 1838 T38	un.	170,00	14	2.440
União T38 R32	un.	60,00	1	76
Vara T38 H35 R32 para "Swellex", 6,4m	un.	500,00	1	633
Vara T38 T38 para enfilagens e microestacas, 3,60m	un.	200,00	27	5.488
Bit R32 48mm para "Swellex"	un.	65,00	5	309
Bit T38 76mm para enfilagens	un.	120,00	103	12.348
Coroa T38 90mm para microestaca	un.	100,00	350	35.000
Bit piloto T38 90mm para microestaca	un.	750,00	10	7.425
Tubo de injeção	m	0,20	150000	30.000
Tubagem ar comprimido	m	6,80	900	6.120
Tubagem água	m	5,00	900	4.500
Cabos eléctricos	m	20,00	900	18.000
Projectores	un.	90,00	50	4.500
				4.694.811

3.9.2 Custos indirectos

Os custos indirectos considera os custos com a equipa técnica (quadro 82) e com equipamentos (quadro 83).

Quadro 82 – Custos com equipa técnica

Equipa técnica	Custo Médios (€/mês)	Quantidade	Meses	Total (€)
Director geral	12.000	1	11	132.000
Director técnico e comercial	10.000	1	9	90.000
Direcção administrativa e financeira	9.000	1	11	99.000
Director de obra	9.000	1	11	99.000
Adjunto director de obra	5.500	1	11	60.500
Geólogos/Geotécnicos	4.000	2	11	88.000
Eng. qualidade e ambiente	4.000	1	11	44.000
Gestão de Segurança	7.000	1	11	77.000
Topógrafo	3.500	2	9	63.000
Porta-miras	2.000	2	9	36.000
				788.500

Quadro 83 – Custo (indirecto) com equipamento

Equipamentos	Custo (€/mês)	Quantidade (un)	Meses	Total (€)
Conjunto industrial	6.000	1	11	66.000
Tractor com cisterna	6.000	1	11	66.000
Instrumentos de monitorização	vg	1	---	350.000
Posto de transformação 630KWA	1.200	2	11	26.400
Compressor 7,5 bar	1.200	2	11	26.400
Pick-up	1.200	1	11	13.200
Carrinhas 9 lugares	1.200	2	11	26.400
Carrinha transporte materiais	1.200	1	11	13.200
Hidropressoras	150	2	11	3.300
Depósitos água 10.000 lts	100	4	11	4.400
Contentor escritório	150	4	11	6.600
Contentor oficina	50	8	11	4.400
Bateria contentores dormitórios	1.100	2	11	24.200
Estaleiro industrial	5.000	1	11	55.000
Estaleiro social	2.000	1	11	22.000
Estaleiro apoio	1.000	1	11	11.000
Escritório	2.000	1	11	22.000
Equipamento oficina	1.200	1	11	13.200
				753.700

Os custos directos (quadro 84) e indirectos (quadro 85) representam cerca de 85 e 15% respectivamente, do custo da escavação.

Quadro 84 – Custos directos da escavação

Custos directos (€)		Percentagem do custo de escavação (%)
Mão-de-obra	2.315.500	22
Equipamentos	2.174.000	20
Materiais	4.694.811	43
Total	9.184.311	85

Quadro 85 – Custos indirectos da escavação

Custos Indirectos (€)		Percentagem do custo de escavação (%)
Mão-de-obra	788.500	8
Equipamentos	753.700	7
Total	1.542.200	15

3.9.3 Custo da escavação e suporte

Relacionando os custos da mão-de-obra (quadro 86), equipamentos (quadro 87) e materiais (quadro 88), verifica-se que a soma dos custos da mão-de-obra e equipamentos representam cerca de 60% e o custos com materiais representam cerca de 40% dos custos de escavação.

Quadro 86 – Custo total da mão-de-obra

Custo total da mão-de-obra (€)	3.104.000
Custo da mão-de-obra por m3 (€/m3)	35
Custo da mão-de-obra por ml (€/ml)	5.173
Custo da mão-de-obra no custo da escavação (%)	29

Quadro 87 – Custo total do equipamento

Custo total do equipamento (€)	2.927.700
Custo do equipamento por m3 (€/m3)	33
Custo do equipamento por ml (€/ml)	4.880
Custo do equipamento no custo da escavação (%)	27

Quadro 88 – Custo total do material aplicado

Custo total do material aplicado (€)	4.694.811
Custo do material por m3 (€/m3)	522
Custo do material por ml (€/ml)	7.825
Percentagem do custo de escavação (%)	45

Outra análise possível (quadro 89) consiste em relacionar os custos com as quantidades de trabalho realizadas, assim verifica-se que cada metro cúbico de material escavado custa cerca de 600€ e cada metro linear de escavação custa cerca de 18.000€.

Quadro 89 – Custo total da escavação

Custo total da escavação (€)	10.726.511
Custo total da escavação por m3 (€/m3)	589
Custo total da escavação por ml (€/ml)	17.878

Os custos apurados reflectem as directrizes de projecto, as reais condições de execução da obra, as opções técnicas e os incidentes geotécnicos ocorridos.

3.9.4 Custo dos incidentes geotécnicos

Cada um dos incidentes geotécnicos ocorridos originou um atraso nos trabalhos de escavação de cerca de 1 mês, não cumulativo uma vez que ocorreram em frentes de trabalho independentes. Este atraso de 1 mês reflectiu-se nos custos directos, com mão-de-obra, equipamentos e materiais e também nos custos indirectos (mão-de-obra e equipamentos), ou seja, cerca de 10% dos custos relacionados com mão-de-obra e equipamentos são relativos aos incidentes ocorridos (quadro 90).

Quadro 90 – Custos directos e indirectos de mão-de-obra e equipamentos

Custo total da mão-de-obra de 1 mês (€)	282.181
Acréscimo do custo dos incidentes (%)	9
Custo total do equipamento de 1mês (€)	266.15
Acréscimo do custo dos incidentes (%)	9

Os custos com materiais (quadro 91), sofreram de igual modo um acréscimo tendo sido gastos no tratamento dos incidentes ocorridos, os seguintes materiais e quantidades:

Quadro 91 – Custo dos materiais aplicados no tratamentos do incidentes geotécnicos ocorridos

Materiais gastos no incidentes geotécnicos da galeria Norte e Sul	Un.	Custo (un)	Quantidade	Total (€)
Cambota treliçada em varão	un.	860,00	34	29.240
Cambota HEB120	un.	220,00	34	7480
Betão projectado C25/30	m3	64,00	914	58.496
Fibras metálicas	kg	1,20	31990	38.388
Betão leve	m3	68,00	187	12.716
Pregagens tipo "Swelllex" de 240 KN, 6m	un.	48,00	9	432
Enfilagem 12m	un.	50,00	144	7.200
Pregagem de fibra de vidro	un.	3,75	67	251,25
Pregagens autoperfurantes	m	9,00	73	657
Encabadouro martelo COP 1838 T38	un.	170,00	1	200,31
União T38 R32	un.	60,00	2	141,4
Vara T38 H35 R32 para "Swelllex", 6,4m	un.	500,00	0	18
Vara T38 T38 para enfilagens e microestacas, 3,60m	un.	200,00	2	454,4
Bit R32 48mm para "Swelllex"	un.	65,00	0	8,77
Bit T38 76mm para enfilagens	un.	120,00	9	1.022,4
Tubo de injeção	m3	0,20	3535	707
				157.413

O custo dos materiais gastos no tratamento dos incidentes representa cerca de 4% do total dos custos com materiais.

O custo total do tratamento dos incidente geotécnicos (quadro 92) é de cerca de 7% do custo total da escavação.

Quadro 92 – Custos totais do tratamento dos incidentes geotécnicos

Custos totais tratamento incidentes geotécnicos (€)	
Mão-de-obra	282.182
Equipamentos	266.155
Materiais	157.413
Total	705.749

3.9.5 Custo da escavação com roçadora

A utilização da cabeça roçadora Sandvik MA620 traduzir-se-ia num aumento do rendimento obtido para a escavação. No entanto, o rendimento de 2m/dia seria condicionado pelo avanço máximo definido no projecto de execução (quadro 93), para as várias zonas geotécnicas:

Quadro 93 – Avanço máximo definido no projecto de execução

Faseamento construtivo	ZG1	ZG2	ZG3
Fase 1	3,5	1,5	1
Fase 2	3,5	1,5	1
Fase 3	3,5	3	2
Fase 4	3,5	3	2
Fase 5	3,5	3	2

Considerando este constrangimento, verifica-se que nas fases 1 e 2 da zonas geotécnicas ZG2 e ZG3, não se obteria qualquer ganho no rendimento. Nos quadros 94, 95, 96 e 97, apresenta-se o estudo realizado para a 1ª Fase de escavação, pois desta depende o avanço das restantes fases.

Quadro 94 – Duração previsível para a escavação da 1ª Fase, Poente Norte

Zona intersectada	Extensão (m)	Rendimento considerado (m/dia)	Duração (dias)
Emboquilhamento	55	0,75	73
ZG2	25	1,50	17
ZG3	12	1,00	12
ZG2	65	1,50	43
			145

Quadro 95 – Duração previsível para a escavação da 1ª Fase, Poente Sul

Zona intersectada	Extensão (m)	Rendimento considerado (m/dia)	Duração (dias)
Emboquilhamento	45	0,75	60
ZG2	30	1,50	20
ZG1	68	2,00	34
			114

Quadro 96 – Duração previsível para a escavação da 1ª Fase, Nascente Norte

Zona intersectada	Extensão (m)	Rendimento considerado (m/dia)	Duração (dias)
Emboquilhamento	60	0,75	80
ZG2	83	1,50	55
			135

Quadro 97 – Duração previsível para a escavação da 1ª Fase, Nascente Sul

Zona intersectada	Extensão (m)	Rendimento considerado (m/dia)	Duração (dias)
Emboquilhamento	65	0,75	87
ZG2	12	1,50	8
ZG1	30	2,00	15
ZG2/ZG3	25	1,50	17
ZG1	22	2,00	11
			137

No quadro 98 compara-se a duração dos trabalhos de escavação da 1ª fase efectivamente obtido em obra com a duração estimada pela utilização da cabeça roçadora MA620.

Quadro 98 – Comparação da duração da escavação obtida em obra e a estimada.

Frente Trabalho	Duração real (dias)	Duração prevista (dias)
Poente Norte	171	145
Poente Sul	162	114
Nascente Norte	157	137
Nascente Sul	141	137

Este ganho teórico de cerca de 1 mês na duração da escavação traduz-se numa diminuição de custos directos e indirectos ao nível da mão-de-obra e equipamentos (quadro 99), uma vez que as quantidades dos materiais não dependem da duração da escavação. O ganho teórico seria de cerca de 5% no custo da escavação.

Quadro 99 - Ganho teórico pela utilização da cabeça roçadora MA620

Ganho teórico pela utilização da cabeça roçadora MA620 (€)	
Mão-de-obra	282.181,82
Equipamentos	206.154,55
Total	488.336,36

O ganho teórico considera o custo com a cabeça roçadora e ferramenta de corte (a preço de mercado), aproximadamente 6.000 €/mês.

4.CONCLUSÕES

4 CONCLUSÕES

4.1 Considerações finais

A construção de obras subterrâneas de grandes dimensões exige um conhecimento, tão aprofundado quanto possível, sobre as características geológicas e geotécnicas dos maciços rochosos e rochas constituintes em que vão ser implantadas, para que não surjam situações imprevistas. Uma adequada caracterização geotécnica dos maciços rochosos, habilita os responsáveis a definir os processos de construção mais seguros, mais económicos e também, tipologias de suporte provisório e definitivo mais ligeiro, evitando-se, assim, gastos desnecessários, atrasos nas obras e eventuais incidentes e acidentes.

As informação obtida em fase de estudo prévio e ante projecto determina e sustenta as opções tomadas pela equipa de projecto. Relativamente à definição do traçado, este poderá estar previamente definido pelo dono da obra e sujeito a factores não técnicos, de cariz social institucional e político. No entanto a definição da rasante depende essencialmente de factores técnicos e económicos, como por exemplo o equilíbrio do volume de terras, características geotécnicas do terreno, expropriações, etc.

No caso particular do túnel do Seixo Alvo a zona de contacto entre o terreno de pior características – ZG3 com o terreno de características intermédias – ZG2 ocorreu ao nível da abóbada, incrementando o risco de ocorrência de incidentes, sendo necessário a aplicação de um suporte mais pesado com consequente redução no rendimento e acréscimo do custo de execução. A diminuição da cota da rasante em cerca de 10m teria como consequência directa o aumento da extensão do túnel mas também a intersecção de terrenos com melhores características, diminuição do risco de ocorrência de incidentes geotécnicos e aplicação de suporte primário mais ligeiro.

Em termos geológicos e geotécnicos verificou-se que a heterogeneidade do maciço, a orientação da xistosidade e a reduzida compartimentação do maciço dificultaram o desmonte da rocha, constituindo um forte entrave ao avanço da escavação, reflectindo-se nos rendimentos obtidos, nomeadamente na escavação da fase 1.

Verificou-se que o ensaio de PLT não é relevante para o estudo e dimensionamento de equipamentos de escavação mecânica, quando realizado em maciços fortemente estratificados e em que a orientação dos planos de estratificação não é perpendicular ao avanço da escavação.

As opções tomadas pela equipa técnica da obra foram determinadas pelo enquadramento urbano da obra e pelas características geológicas e geotécnicas do maciço intersectado, com o objectivo

de optimização técnica e económica dos trabalhos executados dos trabalhos, bem como a mitigação dos impactes associados.

Durante a construção da obra verificou-se a alteração substancial do regime hidrogeológico existente, do qual resultou o rebaixamento do nível freático para cotas ao nível da soleira definitiva do túnel, afectando assim a recarga dos poços mais próximos da obra. Esta situação teria sido evitada, pelo menos parcialmente, com impermeabilização da totalidade da secção escavada e alteração do sistema de drenagem profunda da obra.

Os deslocamentos verificados no corpo edificado não foram significativos, pois a monitorização diária dos trabalhos e o cruzamento da informação obtida na diversa instrumentação instalada, permitiu interpretar o comportamento do terreno em função dos avanços das várias fases de escavação em ambas as galerias e adaptar quer a velocidade da escavação quer a aplicação do suporte primário. De realçar a inexistência de um limite de influência da escavação no corpo edificado e infra-estruturas, bem como de planos e procedimentos de contingência a implementar em possíveis situações de incidentes geotécnicos. Estas medidas devem constar do projecto de execução.

Da análise de custos conclui-se que os materiais representam mais de 40% do custo total dos trabalhos de escavação e suporte, enquanto que a mão-de-obra e os equipamentos representam cerca de 30% cada. O custo decorrente dos incidentes geotécnicos ocorridos corresponde a cerca de 7% do custo total dos trabalhos de escavação e suporte, traduzido no atraso de 1 mês na execução dos trabalhos, recursos afectos e material aplicado. A utilização de uma cabeça roçadora de maior capacidade teria sido vantajosa, obtendo-se maior rendimento nos trabalhos de escavação nas zonas ZG2 e ZG1, reduzindo a duração dos trabalhos em cerca de 1 mês e consequentemente os custos directos e indirectos com meios humanos e equipamentos.

Com base na pesquisa realizada verificou-se que a informação disponibilizada sobre os incidentes geotécnicos ocorridos é genérica e incompleta, nomeadamente quanto às causas e consequências. Verificou-se ainda que não existe uma classificação normalizada para os incidentes ocorridos, pois diferentes autores classificam o mesmo incidente de diferente forma, utilizando diversas expressões, como por exemplo, rotura, colapso, incidente, acidente, ruína, queda de material, etc.

4.2 Perspectivas futuras

Assiste-se actualmente ao crescimento do número de obras subterrâneas em curso no nosso país, fortemente impulsionado pela construção de novas vias de comunicação urbanas e não urbanas, aproveitamentos hidroeléctricos e reforço de potência dos aproveitamentos hidroeléctricos existentes.

No entanto, constata-se ainda uma grande resistência à construção de obras subterrâneas não só devido às incertezas e riscos geotécnicos, ocupacionais e financeiros associados, como também à pouca ou inexistente formação técnica dos quadros políticos que detêm o poder de decisão, sobre matérias extremamente sensíveis como os transportes e obras públicas, quer a nível regional quer a nível nacional.

No caso das obras subterrâneas em meio urbano e apesar do incremento do risco associado à sua construção, estas constituem por vezes a única alternativa de construção pelo que não podem ser postas de parte. O mesmo não se verifica em obras não urbanas, onde a falta de espaço à superfície não constitui problema, pelo que a obra subterrânea apesar das suas inúmeras vantagens é quase sempre preterida para uma solução a céu aberto, com acréscimo do impacto ambiental e paisagístico, custos com expropriações, traçados sinuosos, variações bruscas da rasante da obra, maior consumo de combustível e desgaste dos veículos, etc.

O desenvolvimento tecnológico, a formação de técnicos habilitados e a experiência crescente em trabalhos subterrâneos, dotam os intervenientes de conhecimentos sobre métodos e processos construtivos aplicáveis às mais diversas condições de trabalho. As ferramentas de gestão de risco geotécnico, ocupacional e financeiro, conferem aos trabalhos subterrâneos menor grau de incerteza

As obras subterrâneas deverão ser encaradas no futuro como uma opção viável e com inúmeras vantagens para as sociedades em que estão inseridas, competindo aos órgãos de poder a necessária sensibilidade de análise e capacidade técnica na viabilização deste tipo de obras.

Fica como sugestão para trabalhos futuros o estudo da relação custo/benefício da diminuição da cota da rasante, em projectos subterrâneos urbanos, como forma de alcançar terrenos com melhores características geotécnicas, reduzir o risco de incidentes e redução de aplicação de suporte. Sugere-se ainda a definição de uma classificação que reunisse consenso no meio científico e técnico para os incidentes geotécnicos ocorridos, em função da situação ocorrida e respectivas consequências. Pela sua importância sugere-se ainda

5.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amaral, M. J. S., 2006. Análise dos resultados de observação dos Túneis do Metropolitano de Lisboa. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. pp.57-89. (Tese de Mestrado).
- AFTES, 1998. L'organisation de l'auscultation des tunnels. Tunnels et Ouvrages Souterrains, Nº 149, Setembro/Outubro. pp.397-418.
- Arrais, C., 2005. Sebenta da disciplina de Observações de Obras Geotécnicas. Instituto Superior de Engenharia do Porto. pp.35-37.
- Arrais, C., 2008. Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de Observação de Obras Geotécnicas. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Barton, N., 2000. TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock. Balkema, Rotterdam. 172 pp.
- Barton, N., 2008. Tragic collapse of a station cavern during construction of the São Paulo metro: unexpected and unpredictable ground despite eleven boreholes. Bergmekanikk/Geoteknikk. 22 pp.
- Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, Springer-Verlag, Vol. 6, pp.189-236.
- Bastos M. J. N., 1998. A Geotecnia na Concepção, Projecto e Execução de Túneis em Maciços Rochosos. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. (Tese de Mestrado). pp. 143.
- Carta Geológica 1/50 000 folha 13-A Espinho.
- Carvalho, M., 1998. Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de Prospeção Geotécnica. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Caspurro, I., & Silva Gomes A., 2000. Definição de Estratégias para a Observação de Obras Geotécnicas Rodoviárias. VII Congresso Nacional de Geotecnia, pp.453-459.
- Clayton C., 2008. Advanced Course on Risk Management in Civil Engineering. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 7 pp.
- Coba, Consultores de Engenharia e Ambiente, 2009. Projecto de Execução. Concessão Douro Litoral A32/IC2 –Oliveira de Azemeis/IP1 (S. Lourenço) Trecho 3 – Louredo/IP1 (S. Lourenço) PE19 – Túnel do Seixo Alvo, Parte 19.2 – Obras Subterrâneas.
- Coelho S., 1996. Tecnologia de fundações, parte 12, 55:1 a 56:10.
- Costa M., Falcão A., Caranhola H. e Reis M., 2001. Critérios para a caracterização geotécnica de maciços rochosos para obras subterrâneas. Congresso de Engenheiros, Ordem dos Engenheiros, Vidago em 2001. 12 pp.
- Dinis da Gama, C., 2006. Tunneling 2006, Monitorização Geotécnica de Túneis a Longo Prazo. Instituto Superior Técnico. 16 pp.

Falcão, J., 2004. Prospecção Geotécnica. Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de Prospecção Geotécnica. Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Ferreira, C., 2008. Reforço de potência da barragem de Picote, escavação e contenção. (Mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. pp. 66-81. (Tese de Mestrado).

Godard & Sterling, 1995. General Considerations in Assessing the Advantages of Using Underground Space. Tunneling and Underground Technology. Volume 10, n.3, pp. 287-297.

Gomes, L., Galiza, C., Vieira, A., 2007. Escavações Subterrâneas I. Instituto Superior de Engenharia do Porto. 217 pp.

Gomes, L., Galiza, C., Vieira, A., 2007. Escavações Subterrâneas II, Instituto Superior de Engenharia do Porto. 136 pp.

Hoek, E., 2001. Big Tunnels in Bad Rock. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 127, Nº 9, pp. 726-740.

Hoek, E., 2007. Practical Rock Engineering. 237pp.

HSE - Health and Safety Executive, 1996. Safety of New Austrian Tunnelling Method. 80 pp.

ISRM—International Society for Rock Mechanics, 1985. Suggested method for determining point load strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., 22: 51-60.

Jimeno, C. López, 2003. Manual de Túneles y Obras Subterráneas, 1: 31-67, 4: 143-182, 7: 239-263, 21: 697-719.

Karakus M. & Fowell R. J., 2004. An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM). Rockmec'2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium, 2004, Sivas, Turkiye, 14 pp.

Loureiro, T. H. A., 2008. Aspectos Geotécnicos na Construção de Túneis em Áreas Urbanas – Aplicação a terrenos de baixa resistência do Miocénico de Lisboa. Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa. 165 pp.(Tese de Mestrado).

Marinos e Hoek E., 2000. GSI: A Geological friendly tool for a rock mass strength estimation. International Conference on Geotechnical & Geological Engineering (GeoEng 2000), Technomic publ., pp. 1422-1442.

Melâneo, F., 2010. Conceção de Obras em Meio Urbano. 2.º Curso da CPT, Túneis e Obras Subterrâneas em Meio Urbano, 2: 3-42.

Miranda, T., 2007. Classificação geomecânica para maciços rochosos. Apontamentos de apoio à disciplina de fundações do 4º ano da licenciatura em engenharia civil da Universidade do Minho. 22pp.

Monteiro, Pistone; 2000. Estudos geológicos e geotécnicos para túneis rodoviários em maciços rochosos. VII Cong. Nac. de Geotecnia. Porto.. pp.941-953.

Moreira, C., 2005. Túneis uma herança ancestral rumo ao futuro. A Obra Nasce, Revista da Universidade Fernando Pessoa, n.º3, pp. 92-115.

Neto F. R. & Kochen R., 2000. Segurança, Ruptura e Colapso de Túneis Urbanos em NATM. Artigo túneis, revista Engenharia, pp. 55-62.

Notícia Explicativa Carta Geológica 1/50 000 folha 13-A Espinho.

Melâneo, F., 2010. Concepção de Obras em Meio Urbano. 2.º Curso da CPT, Túneis e Obras Subterrâneas em Meio Urbano, 2: 3-42.

Proyectos Mineros ICAM, SL – Ficha técnica sismógrafo VIBRACORD VX.

Talamini Neto, E., 2001. Caracterização Geotécnica do Subsolo de Curitiba para o Planejamento de Ocupação do Espaço Subterrâneo. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, pp. 1-12.

Vilela, J., 2010 - As características geotécnicas de um maciço como factores preponderantes na planificação e organização de obras de escavação subterrâneas: uma perspectiva sobre a produção. Instituto Superior de Engenharia do Porto, pp. 29-37, 93. (Tese de Mestrado)

Voest-Alpine, 2000. Manual de operação cabeça roçadora ATH75.

Sites de Internet consultados

Expresso, 2011. In: <http://aeiou.expresso.pt/> (consultado em 2 de Março de 2011).

Enciclopédia Porto Editora, 2011. In: <http://www.infopedia.pt/> (consultado em 2 Março de 2011).

G.I.S Ibérica , 2011. in: <http://www.gisiberica.com/> (Consultado a 1 de Maio de 2011).

<http://mw2.google.com/> (consultado a 2 de Março de 2011).

<http://www.swissinfo.ch/> (consultado a 2 de Março de 2011).

Wordpress, 2011. In: <http://hoffice.wordpress.com/> (consultado em 2 de Março de 2011).

<http://2.bp.blogspot.com/> (consultado em 5 de Março de 2011).

Sisgeo, 2011. In: <http://www.sisgeo.com/> (consultado a 2 de Maio de 2011).

Atlas Copco, 2011. In: <http://www.atlascopco.pt/> (consultado a 17 de Julho).

Sandvik, 2011. In: <http://www.miningandconstruction.sandvik.com/> (consultado a 23 de Julho de 2011).

ANEXOS

- Anexo 1 – Localização**
- Anexo 2 – Zonamento geotécnico**
- Anexo 3 – Condicionalismos existentes**
- Anexo 4 – Instrumentação**

Anexo 1 – Localização

(ver no Cd-Rom)

Anexo 2 – Zonamento geotécnico

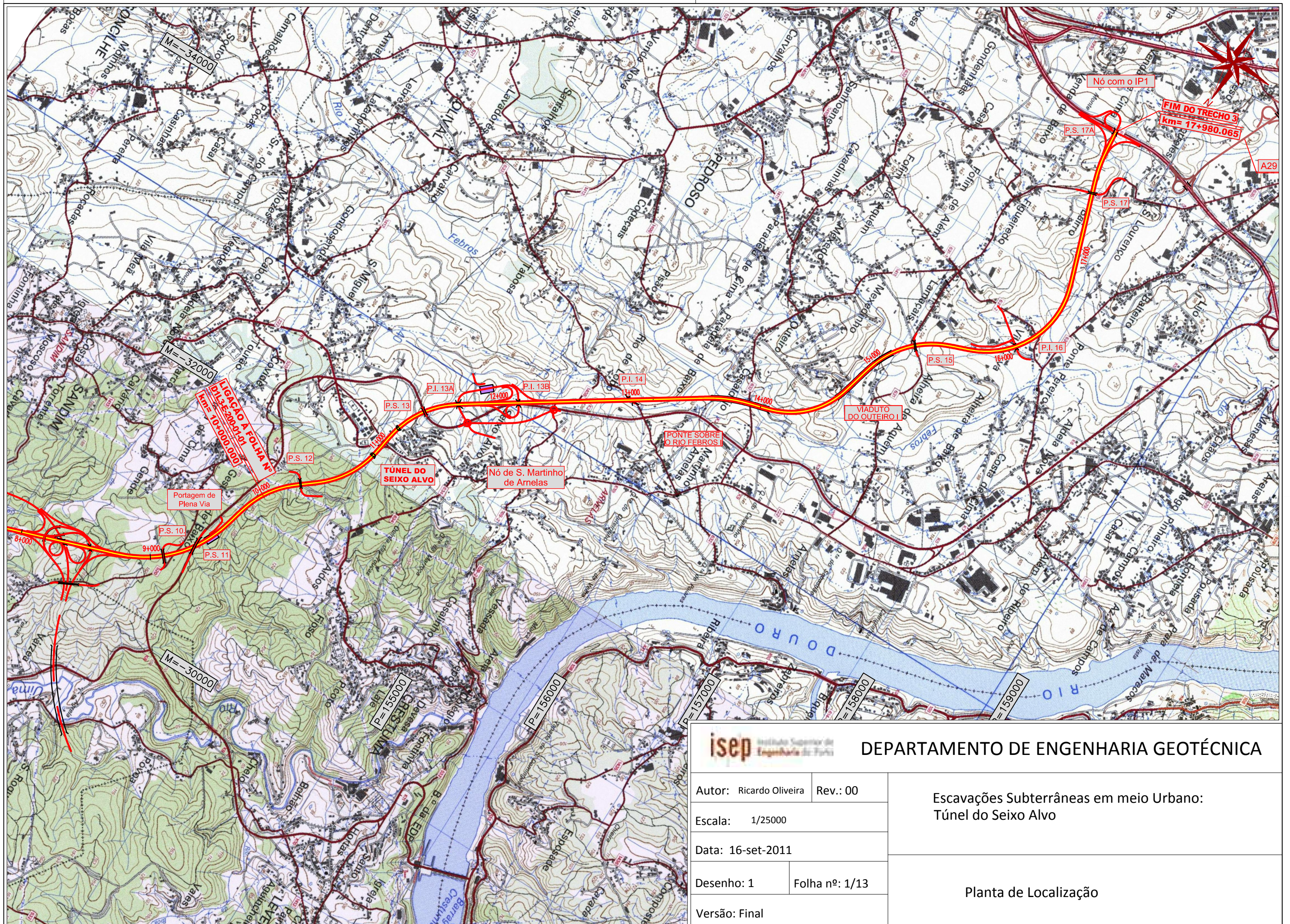
(ver no Cd-Rom)

Anexo 3 – Condicionales existentes

(ver Cd-Rom)

Anexo 4 – Instrumentação

(ver Cd-Rom)

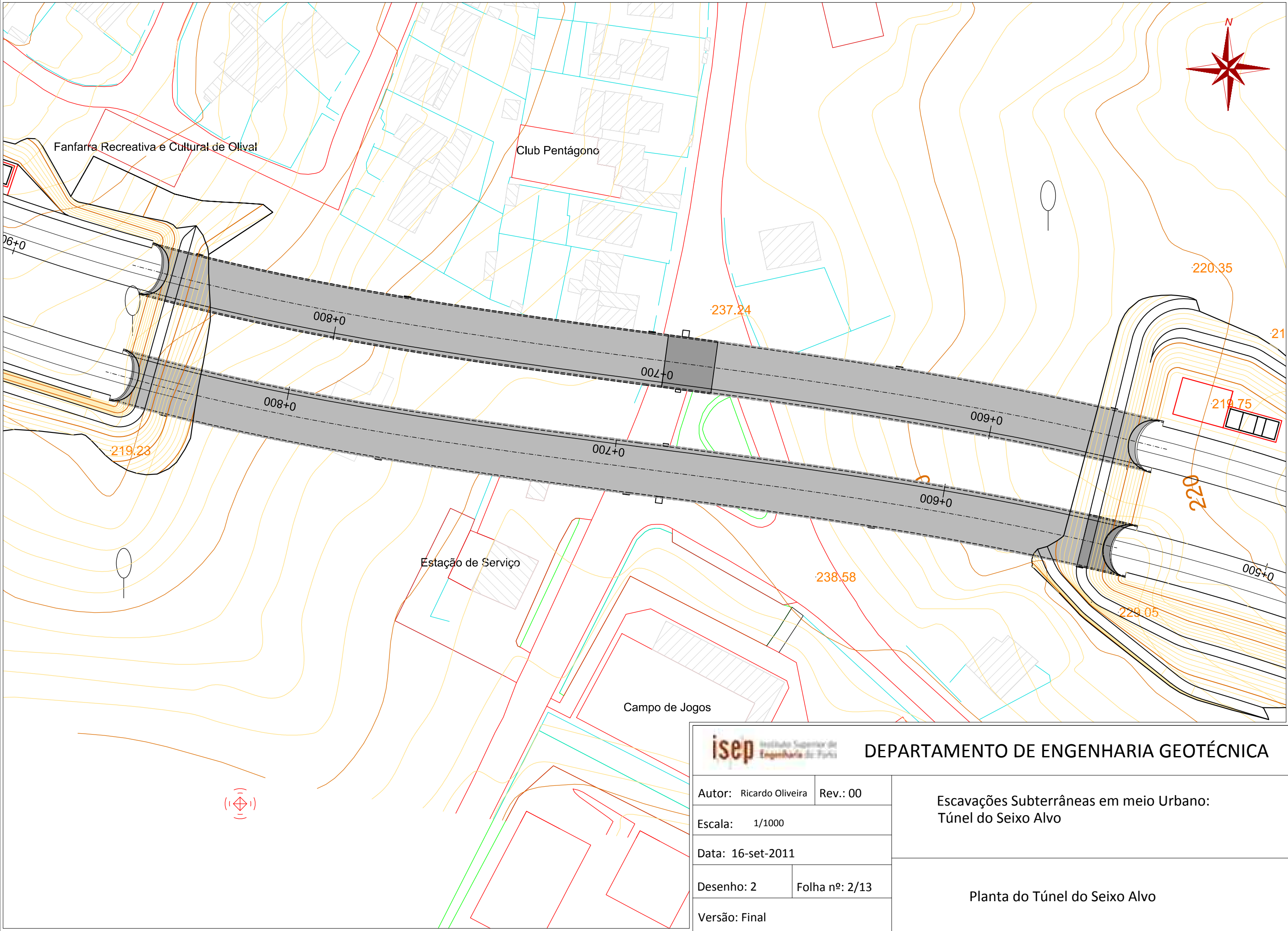



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

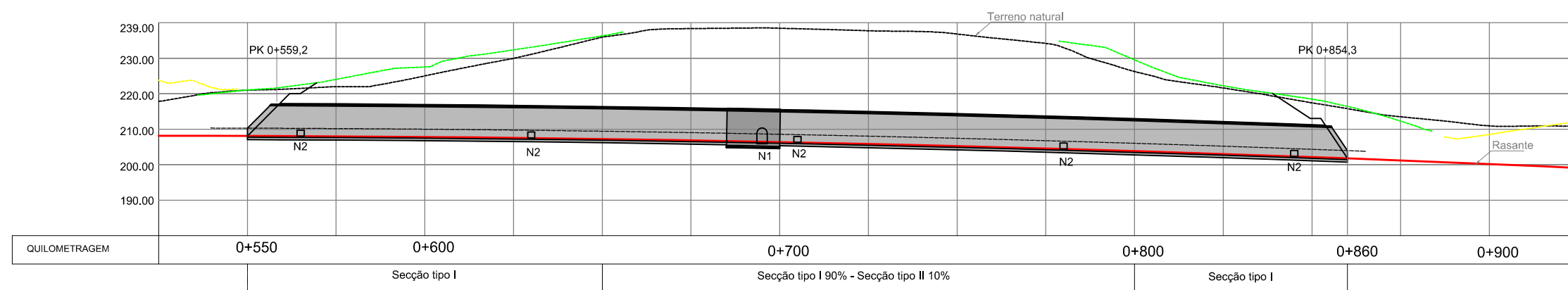
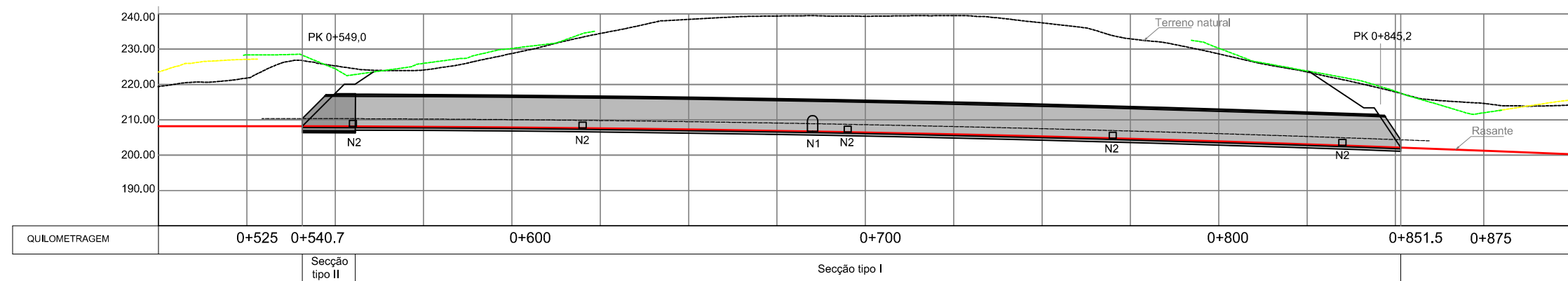
Autor: Ricardo Oliveira		Rev.: 00	
Escala: 1/25000		Data: 16-set-2011	
Desenho: 1		Folha nº: 1/13	
Versão: Final			

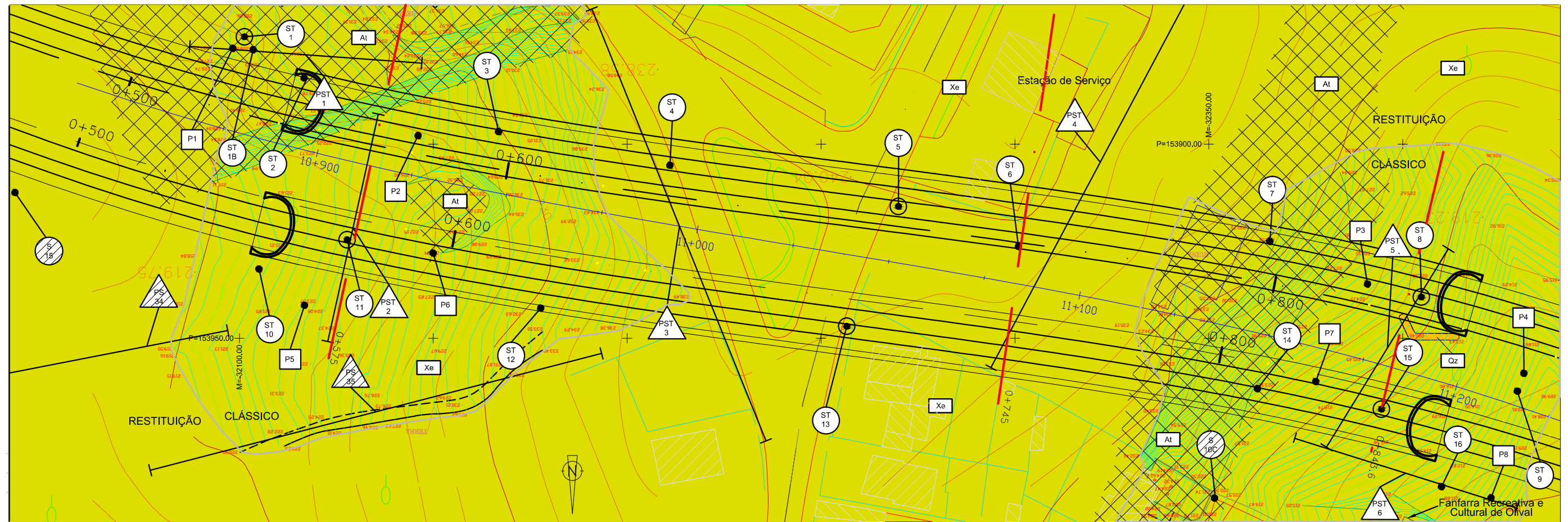
Escavações Subterrâneas em meio Urbano:
Túnel do Seixo Alvo

Planta de Localização

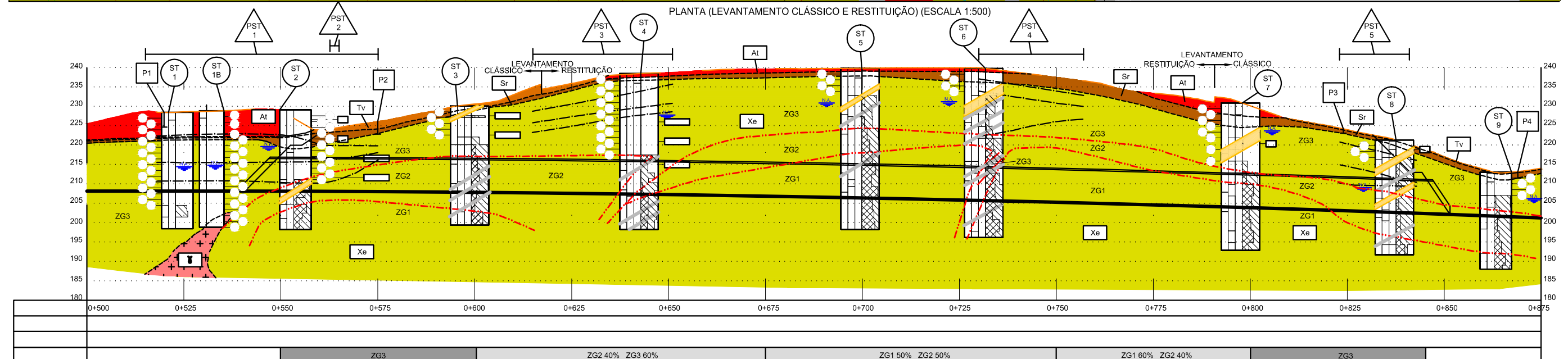


		DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA	
Autor: Ricardo Oliveira		Rev.: 00	Escavações Subterrâneas em meio Urbano: Túnel do Seixo Alvo
Escala: 1/1000			
Data: 16-set-2011			
Desenho: 2	Folha nº: 2/13		Planta do Túnel do Seixo Alvo
Versão: Final			





PLANTA (LEVANTAMENTO CLÁSSICO E RESTITUIÇÃO) (ESCALA 1:500)



PERFIL AO EIXO DA GALERIA SUL / ESQUERDA (ESCALA 1:500)

LEGENDA

LITOESTRATIGRAFIA

- RECENTE**
- Tv - Terra vegetal
 - At - Aterro
 - Sr - Solo residual
- ANTE-ORDOVÍCIO COMPLEXO XISTO GRAUVÁQUICO**
- Xe - Xistos estauriolíticos (Xistos de Fânzeres)
 - Gr - Granitoides
 - Qz - Quartzo (Filão)
- ZONAS**
- ZG1 - Zona de esmagamento/fraqueza estrutural
 - ZG2 - Limite de zona geotécnica
 - ZG3 - Limite geológico

CAMPANHAS ANTERIORES

- SONDAGEM**
- PERFIL SÍSMICO**

CAMPANHA ACTUAL

- POÇO DE PROSPECÇÃO**
- PERFIL SÍSMICO**
- SONDAGEM**
- Ensaio de penetração dinâmica SPT
 - Ensaio Lefranc
 - Ensaio não realizado devido à rápida e momentânea drenagem
 - Absorção total
 - Grav. fracturação (SIMR)
 - Ensaio Luqueon
 - Grav. de alteração (SIMR)
 - Terreno natural
 - Terreno natural
 - Terreno natural
 - Velocidade de propagação das ondas sísmicas
 - Limite de horizonte sísmico

ZONAMENTO GEOTÉCNICO DO MACIÇO

Zona Geotécnica	Litologia	Alteração (SIMR)	Fracturação (SIMR)	R _{uc} (kN)	Q _s	RQD (%)	RIR
ZG1							
ZG2							
ZG3							

isep Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Autor: Ricardo Oliveira Rev.: 00

Escala: S/ESCALA

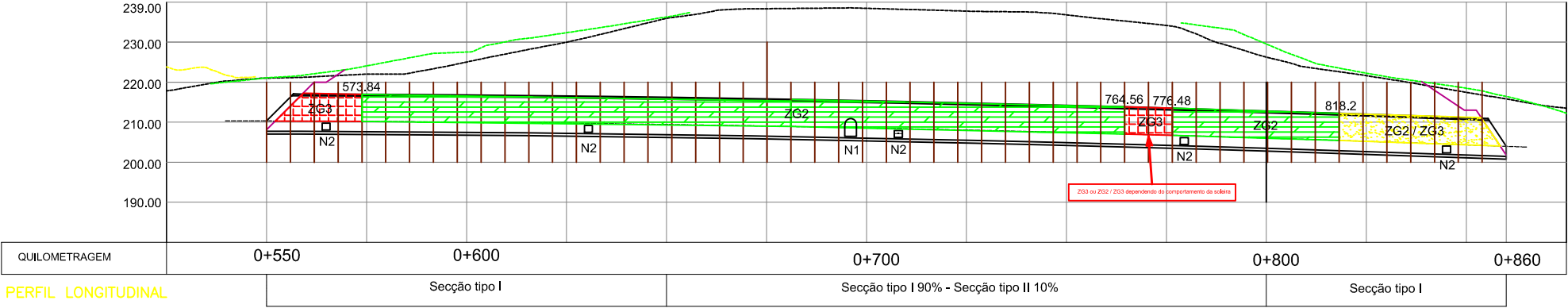
Data: 16-set-2011

Desenho: 5 Folha nº: 5/13

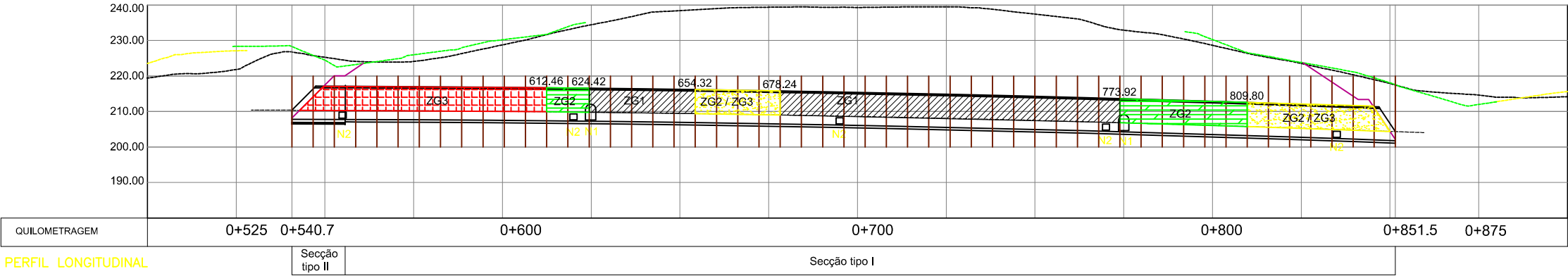
Versão: Final

Escavações Subterrâneas em meio Urbano:
Túnel do Seixo Alvo

Zonamento Geotécnico - Fase Projecto Galeria Sul



TUNEL NORTE - FAIXA DIREITA



TUNEL SUL - FAIXA ESQUERDA

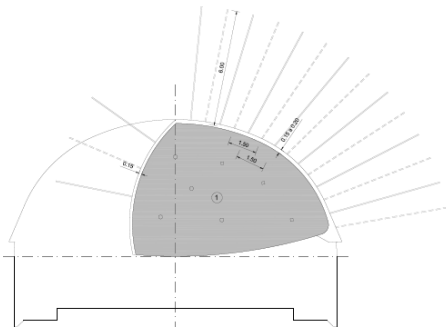
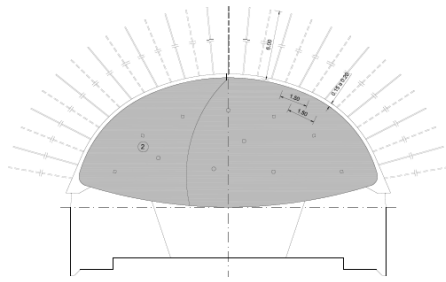
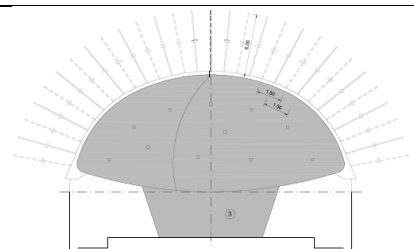
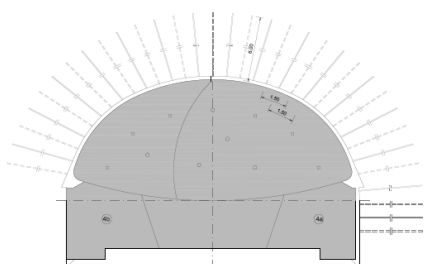


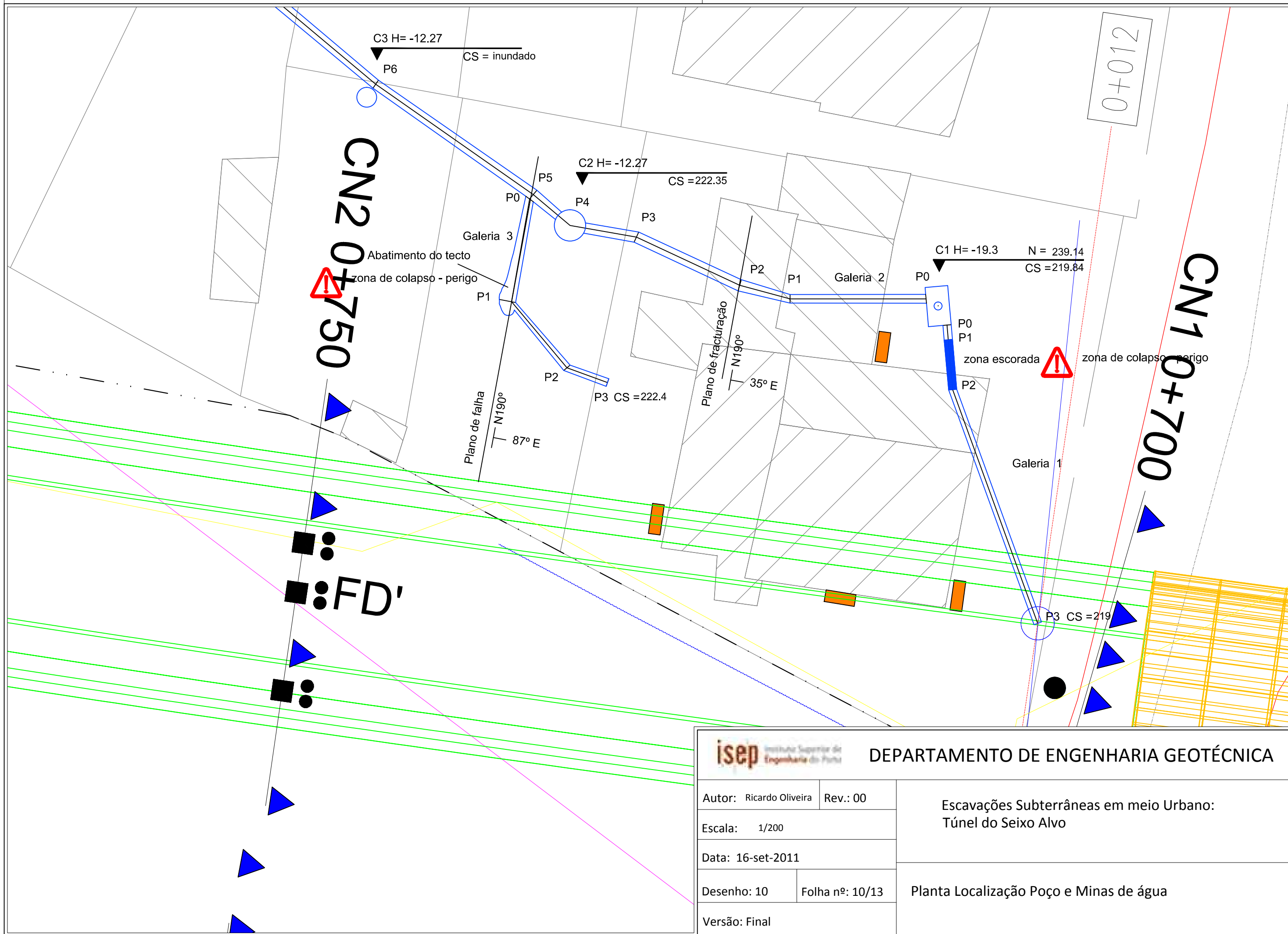
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA


Autor: Ricardo Oliveira		Rev.: 00
Escala: 1/1500		
Data: 16-set-2011		
Desenho: 6	Folha nº: 6/13	
Versão: Final		

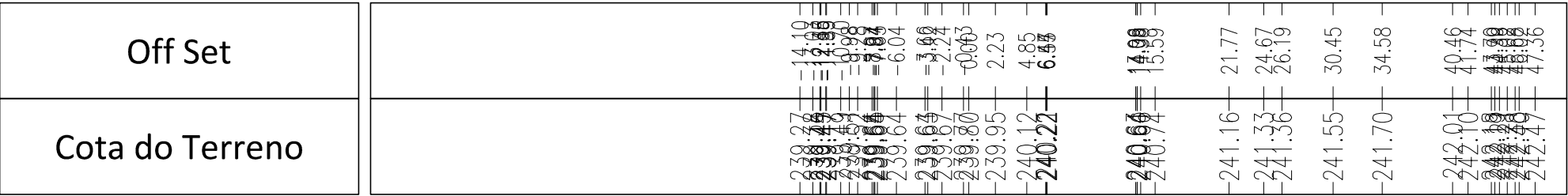
ZG1	
Fase 1	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Escavação em avanços inferiores a 3,5 m de desenvolvimento; 2. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras metálicas com espessura de 0,05 m; 3. Colocação de elementos metálicos PS115 20 30, no contorno da secção definitiva, afastados de 1,75 m; 4. Execução de pregagens Swellex (≥ 200 kN), com 4,0 m de comprimento, afastadas numa malha de 1,75 m x 1,75 m desfasada em quincôncio; 5. Aplicação de betão projectado com fibras metálicas perfazendo uma espessura final de 0,12 m no contorno da secção definitiva e recobrindo os perfis metálicos com uma espessura de 0,20; 6. Colocação de geodrenos $\varnothing 50$ mm de 4 m de comprimento distribuídos localmente em função do caudal afluente à escavação. 	
Fase 2	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Escavação do alargamento em avanços inferiores a 4,0 m de desenvolvimento; 2. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras metálicas com espessura de 0,05 m; 3. Colocação de elementos metálicos PS115 20 30, no contorno da secção definitiva, afastados de 1,75 m; 4. Execução de pregagens Swellex (≥ 200 kN), com 4,0 m de comprimento, afastadas numa malha de 1,75 m x 1,75 m desfasada em quincôncio (eventuais no hasteal provisório); 5. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras metálicas perfazendo uma espessura final de 0,12 m no contorno da secção; 6. Colocação de geodrenos $\varnothing 50$ mm de 4 m de comprimento distribuídos localmente em função do caudal afluente à escavação. 	
Fase 3	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Escavação do caixão central. 	
Fase 4 e 5	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Escavação da destroça lateral do hasteal oposto ao pilar central (Fase 4) em avanços inferiores a 3,5 m de desenvolvimento; 2. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras metálicas com espessura de 0,05 m; 3. Prolongamento dos perfis metálicos; 4. Execução de pregagens Swellex (≥ 200 kN) ou equivalente, com 4,0 m de comprimento, afastadas numa malha de 1,75 m x 1,75 m desfasada em quincôncio; 5. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras metálicas perfazendo uma espessura final de 0,12 m (0,20 m no recobrimento dos elementos metálicos); 6. Repetição das tarefas 1, 2, 3, 4 e 5 na destroça lateral do hasteal do pilar central. 	

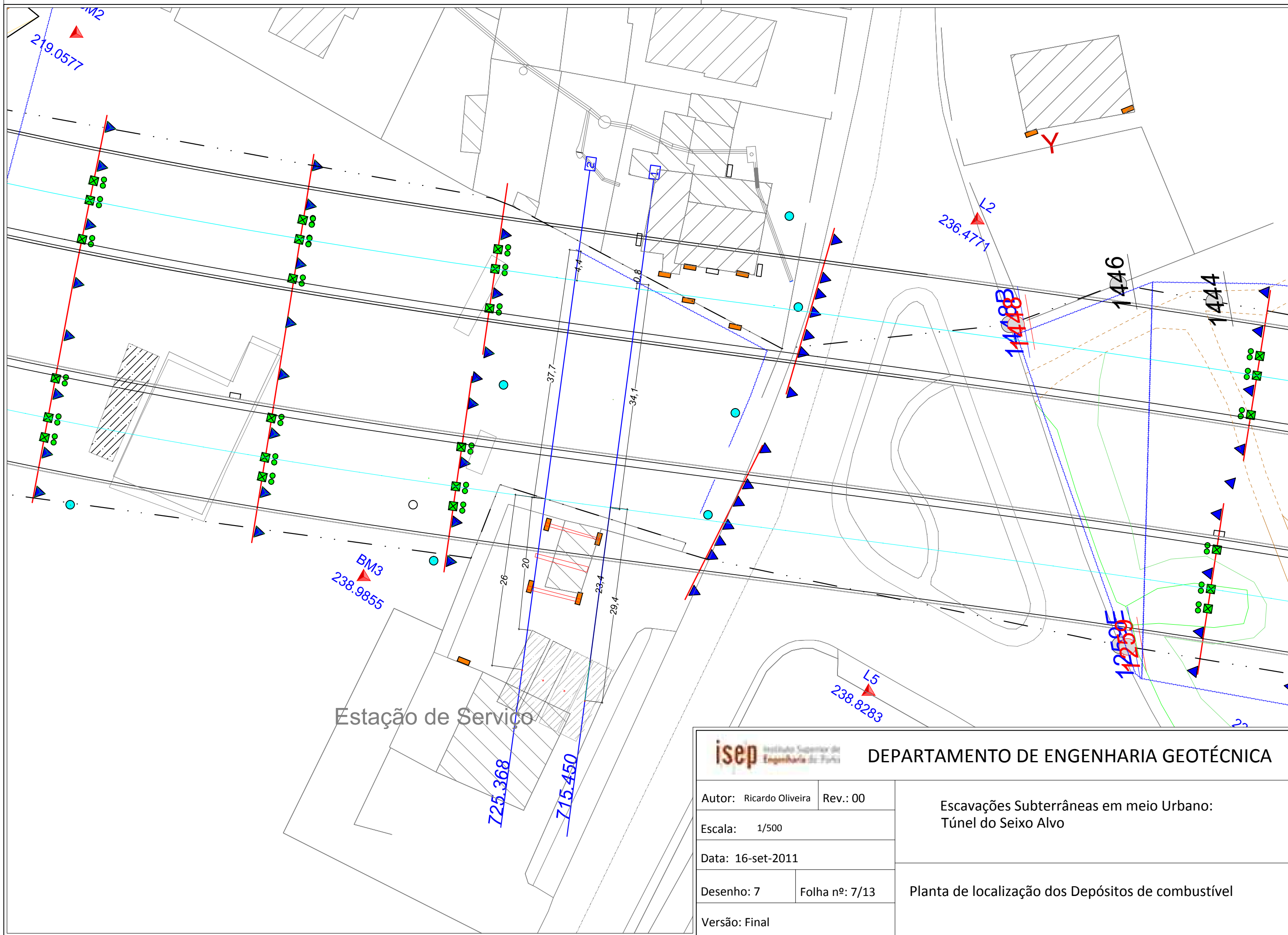
ZG2	
Fase 1	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Execução, na frente de escavação, de pregagens de fibra de vidro tipo Y35 ou equivalente em furação $\varnothing 76$ mm, com 12 m de comprimento e 3 m de sobreposição; 2. Escavação em avanços inferiores a 1,5 m de desenvolvimento; 3. Aplicação de betão projectado com fibras metálicas com espessura de 0,05 m; 4. Colocação de elementos metálicos treliçados do tipo PS 115 20 30 no contorno da secção definitiva, afastados de 1,25 (para RMR < 35) a 1,5 m e TH29 no contorno do hasteal provisório (para RMR < 35); 5. Execução sistemática de pregagens Swellex (≥ 200 kN), com 6 m de comprimento, afastadas numa malha de 1,5 m x 1,5 m (1,25 x 1,5 m para RMR < 35) desfasada em quincôncio,, com 4 m de comprimento, no hasteal provisório; 6. Aplicação de betão projectado com fibras metálicas com uma espessura final de 0,15 m na abóbada e nos hasteais (0,20 m na envolvente das treliças e em trechos de pior qualidade, RMR < 35); 7. Colocação de geodrenos $\varnothing 50$ mm de 4 m de comprimento distribuídos localmente em função do caudal afluente à escavação. 	
Fase 2	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Execução, na frente de escavação, de pregagens de fibra de vidro tipo Y35 ou equivalente em furação $\varnothing 76$ mm, com 12 m de comprimento e 3 m de sobreposição (aplicação pontual, caso necessário, nas zonas de pior qualidade); 2. Escavação do alargamento em avanços inferiores a 1,5 m de desenvolvimento; 3. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras metálicas com espessura nominal de 0,05 m; 4. Execução de elementos metálicos treliçados do tipo PS 115 20 30 com pata de elefante, afastados de 1,25 a 1,5 m; 5. Execução de pregagens Swellex (≥ 200 kN), com 6 m de comprimento, afastadas numa malha de 1,5 m x 1,5 m (1,25 x 1,5 m para RMR < 35) desfasada em quincôncio; 6. Aplicação de betão projectado com fibras metálicas com uma espessura final de 0,15 m (0,20 m nas treliças e em trechos de pior qualidade), com preenchimento da pata de elefante e zona envolvente; 7. Aplicação de geodrenos $\varnothing 50$ mm com 4 m, em função do caudal afluente à escavação. 	
Fase 3	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Escavação do caixão central 	
Fase 4 e 5	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Escavação da destroça lateral do hasteal oposto ao pilar central em avanços inferiores a 2,5 a 3,0 m de desenvolvimento; 2. Aplicação de betão projectado com fibras metálicas com espessura de 0,05 m; 3. Prolongamento dos perfis metálicos; 4. Execução de pregagens Swellex (≥ 200 kN) ou equivalente, com 6 m de comprimento, afastadas numa malha de 1,5 m x 1,5 m desfasada em quincôncio; 5. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras metálicas perfazendo uma espessura final de 0,15 m (0,20 m na envolvente das treliças e em trechos de pior qualidade); 6. Repetição das tarefas 1, 2, 3, 4 e 5 na destroça lateral do hasteal do pilar central 	


ZG3	
Fase 1	
<p>1. Execução de chapéu de enfilagens de varão de aço Ø 32 mm, com 12 m, injectadas com calda de cimento em furos de Ø 76 mm, afastadas de 0,40 m* em arco ao centro de 150°;</p> <p>2. Execução na frente de escavação de pregagens de fibra de vidro tipo Y35, com 12 m de comprimento e 3 m de sobreposição a distribuir em função das condições geológico-geotécnicas;</p> <p>3. Escavação em avanços inferiores a 1 m de desenvolvimento;</p> <p>4. Aplicação de betão projectado com fibras metálicas com espessura de 0,05 m;</p> <p>5. Colocação de elementos metálicos treliçados tipo PS 115 20 30** com pata de elefante e TH29, no hasteal provisório, afastados a 1 m;</p> <p>6. Aplicação de betão projectado com fibras metálicas perfazendo uma espessura final de 0,25 m*** (0.20 m no hasteal provisório);</p> <p>7. Fecho da soleira com betão reforçado com malha electrossoldada, numa espessura de 0,20 m;</p> <p>8. Colocação de geodrenos Ø50 mm de 4 m de comprimento distribuídos localmente em função do caudal afluente à escavação.</p> <p>* Para recobrimentos inferiores a um diâmetro em ZG3 as enfilagens deverão ter um afastamento de 0,30 m, ou ser distribuídas em chapéu duplo.</p> <p>** Para recobrimentos inferiores a um diâmetro em ZG3 as treliças deverão ter um afastamento de 0,75 m.</p> <p>*** Para recobrimentos inferiores a um diâmetro em ZG3 o betão projectado reforçado com fibras metálicas deverá ser aplicado com uma espessura de 0,30 m.</p>	
Fase 2	
<p>1. Escavação do alargamento em avanços inferiores a 1 m de desenvolvimento;</p> <p>2. Aplicação de betão projectado com fibras metálicas com espessura de 0,05 m;</p> <p>3. Colocação de perfil metálico treliçado com pata de elefante;</p> <p>4. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras metálicas, perfazendo uma espessura final de 0,25 m***, com preenchimento da pata de elefante e zona envolvente;</p> <p>5. Fecho da soleira com betão reforçado com malha electrossoldada, numa espessura de 0,20 m;</p> <p>6. Colocação de geodrenos Ø50 mm de 4 m de comprimento distribuídos localmente em função do caudal afluente à escavação.</p>	
Fase 3	
<p>1. Escavação do caixão central em avanços inferiores a 4 m, com um desfasamento máximo relativo à fase 4 inferior a 8 m.</p>	
Fase 4 e 5	
<p>1. Escavação da destroça lateral do hasteal oposto ao pilar central em avanços inferiores a 1 m de desenvolvimento;</p> <p>2. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras metálicas com uma espessura nominal de 0,05 m;</p> <p>3. Prolongamento dos perfis metálicos treliçados;</p> <p>4. Aplicação de betão projectado reforçado com fibras metálicas, perfazendo uma espessura final de 0,25 m***;</p> <p>5. Repetição das tarefas 1, 2, 3 e 4 na destroça lateral do hasteal do pilar central;</p> <p>6. Fecho da soleira com betão reforçado com malha electrossoldada, numa espessura de 0,20 m.</p>	

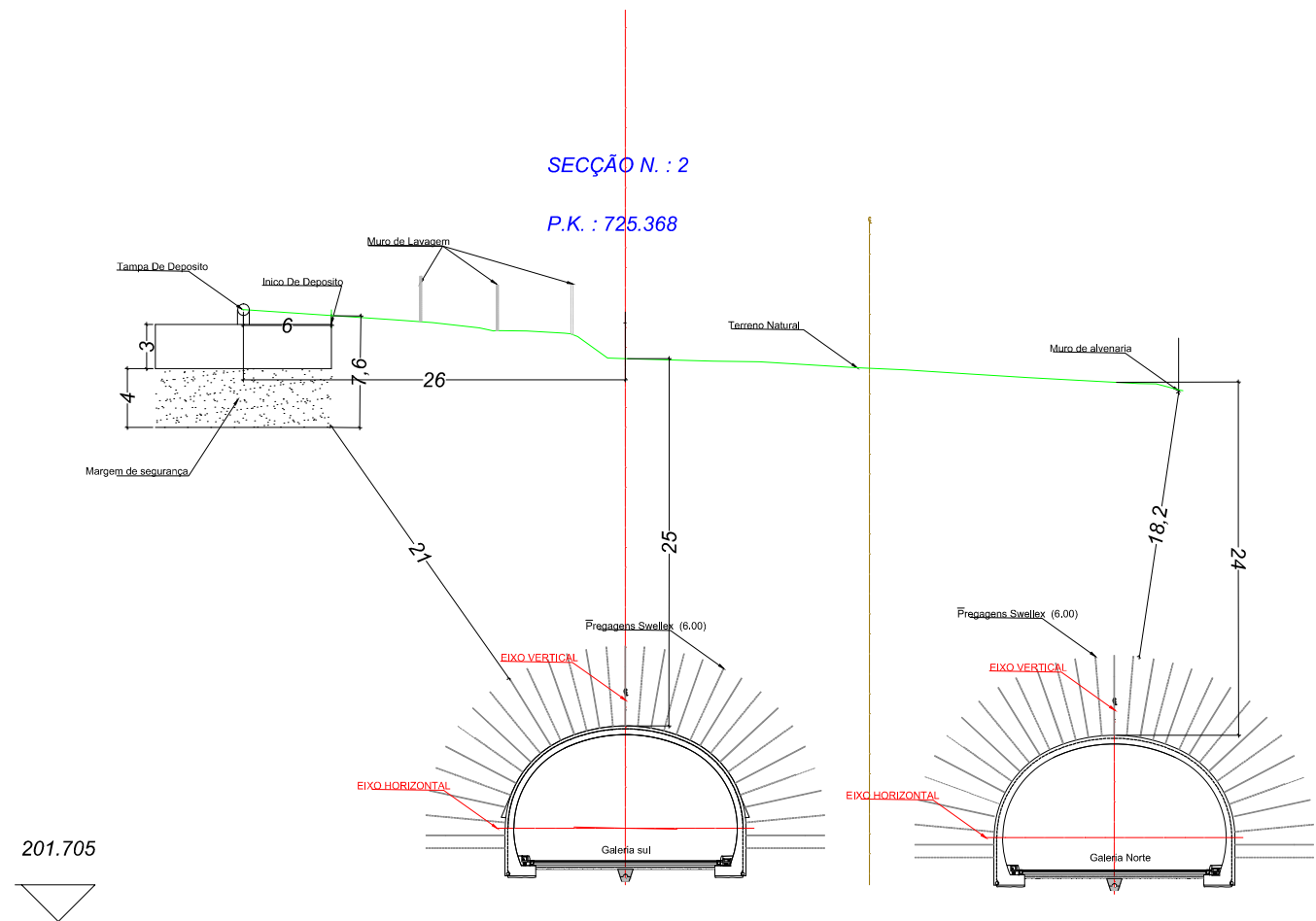


		DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA	
Autor: Ricardo Oliveira		Rev.: 00	Escavações Subterrâneas em meio Urbano: Túnel do Seixo Alvo
Escala: 1/200			
Data: 16-set-2011			
Desenho: 10	Folha nº: 10/13		Planta Localização Poço e Minas de água
Versão: Final			





		DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA	
Autor: Ricardo Oliveira		Rev.: 00	Escavações Subterrâneas em meio Urbano: Túnel do Seixo Alvo
Escala: 1/500			
Data: 16-set-2011			
Desenho: 7		Folha nº: 7/13	Planta de localização dos Depósitos de combustível
Versão: Final			



COTAS TERRENO		243.36	242.03	242.48	242.12	244.91	241.92	241.89	241.75	241.72	241.51	240.05	240.02	240.83	239.84	239.80	239.41
DIST. TERRENO		12.25	3.19	1.67	2.57	2.03	1.21	5.97	3.15	6.57	3.36						
COTAS PROJECTO								208.14	208.07								
DIST. PROJECTO						3.50	3.50										

isep

Instituto Superior de Engenharia de Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Autor: Ricardo Oliveira

Rev.: 00

Escala: 1/500

Data: 16-set-2011

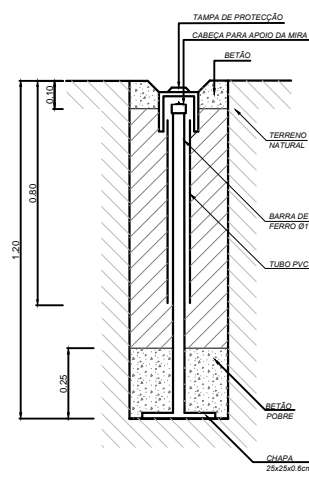
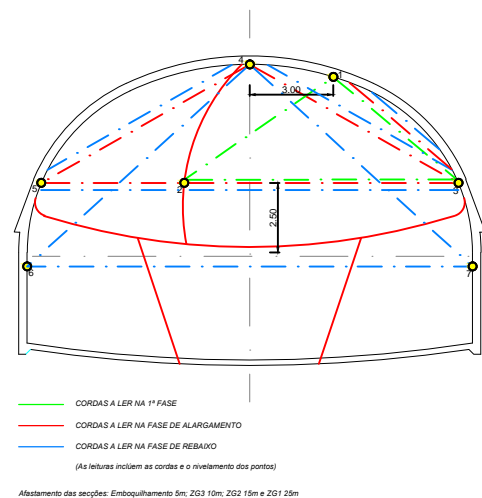
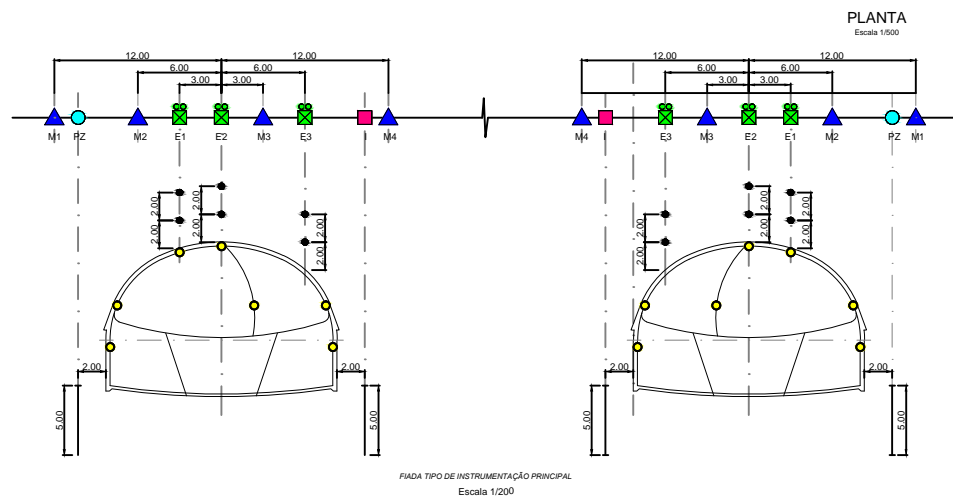
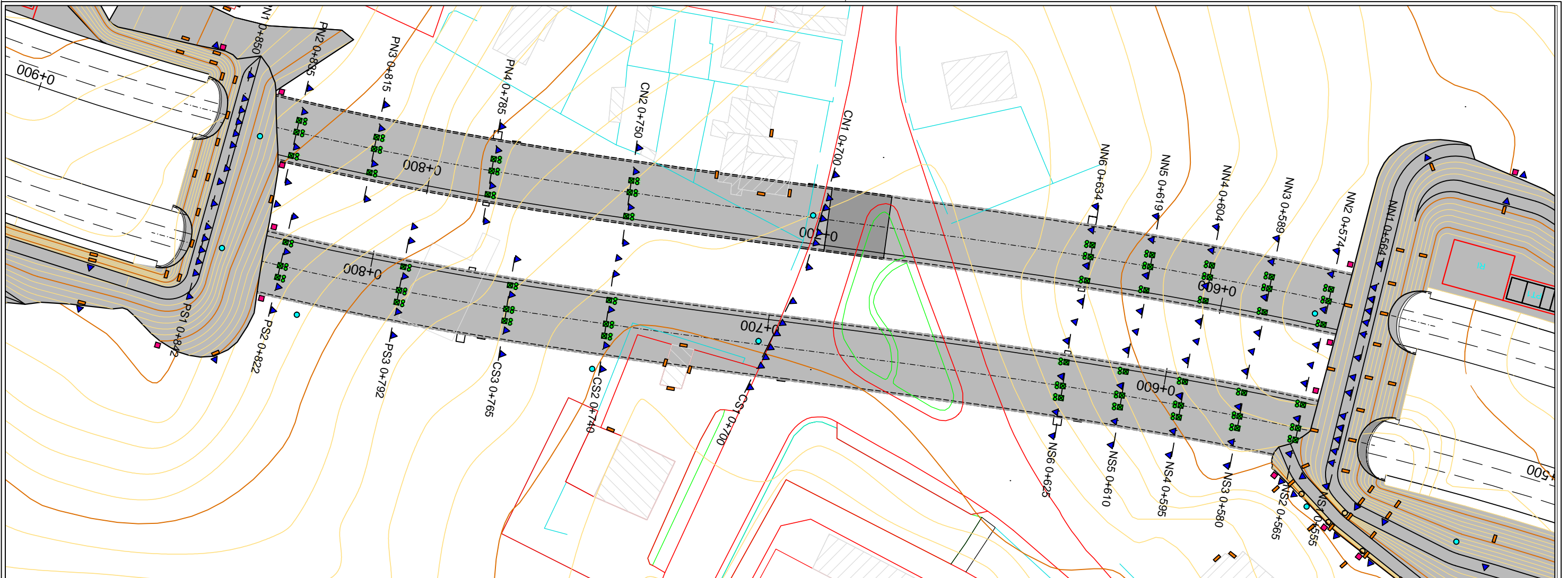
Desenho: 9

Folha nº: 9/13

Versão: Final

Escavações Subterrâneas em meio Urbano:
Túnel do Seixo Alvo

Perfil Pk0+725 depósitos de Combustível



- INSTRUMENTAÇÃO**
- EM - EXTENSÓMETRO MULTIPONTO
 - M - MARCA TOPOGRÁFICA DE NIVELAMENTO PRECISA
 - I - INCLINÓMETRO
 - PZ - PIEZÓMETRO
 - A - ALVO
 - S - SISMÓGRAFO
 - PO - PONTO DE LEITURA ÓPTICA DE CONVERGÊNCIA (CORDAS E NIVELAMENTO)
 - CO - CÉLULA DE CARGA

NOTAS:

A POSIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS É INDICATIVA DEVENDO SER AJUSTADA EM OBRA EM FUNÇÃO DOS CONSTRAIMENTOS EXISTENTES.

AS SEÇÕES INTERNAS DE LEITURA DE CONVERGÊNCIAS DEVERÃO SER COINCIDENTES COM AS EXTERIORES.

OS INCLINÓMETROS DEVERÃO SER INSTALADOS ANTES DO INÍCIO DA ESCAVAÇÃO DO TALUDE.

HA POSSIBILIDADE DE DANIFICAÇÃO DE APARELHOS DURANTE A COLOCAÇÃO DO SUPORTE DOS TALUDES E DO TÚNEL PELO QUE ESTA DEVERÁ SER CRITÉRIA.

DEVERÁ EMPREGAR-SE O MAIOR CUIDADO PARA NÃO DANIFICAR AS MARCAS DE CONVERGÊNCIA DURANTE O PROCESSO CONSTRUCTIVO.

A INSPECÇÃO VISUAL DOS TALUDES E A INSPECÇÃO DE BETÃO PROJECTADO NO INTERIOR DAS GALERIAS SÃO PARTE INTEGRANTE DO PLANO DE OBSERVAÇÃO.

EM FUNÇÃO DOS RESULTADOS PODERÁ SER REAJUSTADO EM OBRA O ESPACIAMENTO DAS SEÇÕES DE LEITURA DE CONVERGÊNCIA EM ZG1, ZG2 E ZG3.

EM FASE DE OBRA, OS DISPOSITIVOS INSTALADOS PARA MONITORIZAÇÃO DOS TALUDES E CONTEIÑDORES DOS EMBOQUILHAMENTOS, DEVERÃO SER LIDOS COM PERIODICIDADE SEMANAL E APÓS ELEVARA PRECIPITAÇÃO.

Plano de Frequência de Medição (distância relativa à frente de escavação)

Aparelho	Distância da Última Secção de Medida		
	< 20 m	20 – 50 m	> 50 m
Marcas Topográficas	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Extensómetro	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Inclinómetro	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Piezómetro	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Sismógrafo	Após elevadas precipitações (>25mm/dia) e/ou afluências súbitas de água ao túnel		
Inspeção visual de taludes	A cada pega de fogo		
Inspeção betão projectado	Semanal ou após elevadas precipitações (>25mm/dia)		
Medição de convergências	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente
Alvos	Diariamente	Semanalmente	Quinzenalmente

Critérios de Alerta e Alarme para a Escavação do Túnel (Deslocamentos verticais acumulados ao nível da abóbada)

Zona Geotécnica	1ª fase		Alargamento		Rebaixo	
	5 verticais (mm)	5 verticais (mm)	5 verticais (mm)	5 verticais (mm)	5 verticais (mm)	5 verticais (mm)
ZG1	2	4	3	5	4	6
ZG2	3	6	7,5	15	10	20
ZG3	5	10	15	25	30	40
Emboquilhamentos	6	12	12	18	18	25



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Autor: Ricardo Oliveira Rev.: 00

Escala: 1/1000

Data: 16-set-2011

Desenho: 12 Folha nº: 12/13

Versão: Final

Escavações Subterrâneas em meio Urbano:
Túnel do Seixo Alvo

Planta de Instrumentação - Fase Projecto

